



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

Facultad de Tecnología de la Construcción

MONOGRAFIA

**DISEÑO GEOMÉTRICO Y ESTRUCTURA DE PAVIMENTO ARTICULADO
DE 5KM DE LONGITUD EN LA COMUNIDAD EL REGADÍO, SAN JUAN DE
LIMAY EN EL TRAMO TRANQUERAS-LOMA ATRAVESADA.**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. Jackeline Elizabeth Betanco Gutiérrez

Br. Maryury Lisbeth Lagos López

Br. Maryiny Tatiana Herrera Blandón

Tutor

MSC. José Fernando Bustamante Arteaga

Managua, noviembre 2019

DEDICATORIA

La presente monografía lo dedicamos principalmente a Dios, por ser el inspirador y darnos fuerzas para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A nuestros padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ellos hemos logrado llegar hasta aquí y convertirnos en lo que somos, es un orgullo y un privilegio de ser sus hijas, son los mejores padres.

A nuestros hermanos (as) por estar siempre presentes, acompañándonos y por el apoyo moral, que nos brindaron a lo largo de esta etapa de nuestras vidas.

A todas las personas que nos han apoyado y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

Br. Jackeline Elizabeth Betanco Gutiérrez

Br. Maryury Lisbeth Lagos López

Br. Maryiny Tatiana Herrera Blandón

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios por bendecirnos la vida, por guiarnos a lo largo de nuestra existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a nuestros padres por ser los principales promotores de nuestros sueños, por confiar y creer en nuestras expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

Agradecemos a nuestros docentes de la Universidad Nacional de Ingeniería, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de nuestra profesión, de manera especial a, MSC. José Fernando Bustamante Arteaga tutor de nuestro proyecto de investigación quien nos ha guiado con su paciencia, y su rectitud como docente.

Br. Jackeline Elizabeth Betanco Gutiérrez

Br. Maryury Lisbeth Lagos López

Br. Maryiny Tatiana Herrera Blandón

RESUMEN EJECUTIVO

El presente estudio denominado **“DISEÑO GEOMÉTRICO Y ESTRUCTURA DE PAVIMENTO ARTICULADO DE 5 KM DE LONGITUD EN LA COMUNIDAD EL REGADÍO, SAN JUAN DE LIMAY EN EL TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA”**, presenta la información básica y los criterios necesarios para el diseño de la estructura de pavimento con adoquín aplicando el método AASHTO-93.

En este trabajo se abordaron seis capítulos; donde cada uno está constituido por un tema específico.

Capítulo I. Aspectos Generales: Este capítulo aborda las generalidades del tema; tales como: introducción, antecedentes, justificación y objetivos.

Capítulo II: Estudio Topográfico: En este capítulo se determina la posición relativa de los puntos sobresalientes localizados sobre la superficie de la tierra, los cuales permitirán obtener una representación gráfica que proporcione las principales características del relieve, mediante un plano topográfico.

Capítulo III. Diseño Geométrico: Este comprende el diseño geométrico en donde se dibujó el alineamiento horizontal el que consiste en diseñar geométricamente las curvas horizontales, verticales, peralte y sobre-ancho en base a las normas establecidas en el Manual de Diseño Geométrico para la Región Centroamericana (SIECA, 2004), teniendo en cuenta todas las limitantes encontradas en el campo y auxiliado con una herramienta muy importante en este momento el programa Autodesk Civil 3D 2020.

Capítulo IV. Estudio de suelo: Aquí se presenta la información sobre el estudio de suelo facilitado por la alcaldía de San Juan de Limay en el tramo a adoquinar; donde se analizaron las diferentes pruebas realizadas, para la determinación de su utilidad en la vía como base, sub-base y sub-Rasante que soportarán las cargas a las que serán sometidas, inducidas por la cantidad de ejes equivalentes de diseño, el análisis granulométrico y su respectiva clasificación.

Capítulo V. Estudio de Tránsito: En este capítulo se presenta el estudio y análisis del tránsito, necesario para determinar el número de ESAL'S. Describe

la recopilación de datos, conteo de vehículos, clasificación del tipo de vehículo de acuerdo con la disposición de sus ejes, procesamiento de la información, tasas de crecimiento, período de diseño, proyección del tránsito, factor de crecimiento, factor de distribución direccional, factor carril, tránsito en el año n y número de año en el período de diseño.

Capítulo VI. Diseño de pavimento: Este capítulo comprende el diseño de pavimento articulado; de forma manual, en el cual se realizó el cálculo de los espesores de cada capa que conforman el pavimento. A la vez se detalla el procedimiento para seleccionar los parámetros de diseño tales como: Ejes equivalentes de diseño, confiabilidad, serviciabilidad, desviación estándar y el CBR de diseño; el cual sirvió como base para determinar el módulo de resiliencia y el valor de los coeficientes estructurales.

Capítulo VII. Presupuesto aproximado: Se realiza para definir las actividades que se llevarán a cabo y luego determinar los alcances de la obra mediante mediciones realizadas en el lugar de estudio, para calcular los costos unitarios los cuales son: costo de materiales, mano de obra, maquinaria y transporte, con el fin de obtener un costo estimado del valor total del proyecto.

Capítulo VIII. Conclusiones y recomendaciones: Las conclusiones se fundamentan en los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, tanto en los estudios como en los diseños. Las recomendaciones deberán ser tomadas en cuenta para la futura construcción del tramo en mención y a la vez para el desarrollo de otros diseños similares.

Al final del documento se muestran las referencias bibliográficas, así como todos los anexos relacionados con el desarrollo de este documento.

INDICE

Contenido

Capítulo I: Aspectos Generales

1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.	2
1.3. Justificación.....	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivo Específico	4
1.5. Ubicación.....	5
1.5.1. Macrolocalización.	5
1.5.2. Micro localización.....	6

Capítulo II: Estudio Topográfico

2.1. Introducción.	7
2.2. Conceptos Generales.	7
2.3. Trabajo de campo y de gabinete.....	8
2.3.1. Control horizontal.	9
2.3.2. Control Planimétrico.	11
2.3.3. Control altimétrico.....	12
2.3.4. Trabajos de gabinete.....	17

Capítulo III: Diseño Geométrico

3.1. Introducción.	18
3.2. Sección típica.	18
3.2. Clasificación Funcional.	20
3.3. Vehículo de diseño.	21

3.4. Velocidad de Diseño del proyecto (VD).....	22
3.5. Ancho de carril.	22
3.6. Distancias de Visibilidad de Parada (DVP).....	22
3.6.1. Distancia de visibilidad de adelantamiento (DVA).....	26
3.7. Alineamiento Horizontal de las Carreteras.	29
3.7.1. Curvatura Horizontal y Sobre elevación.....	30
3.7.2. Factor máximo de fricción lateral y tasa de sobreelevación.....	31
3.7.3. Radios mínimos y grados máximos de curva.	33
3.7.4. Pendiente transversal.	35
3.7.5. Pendiente longitudinal mínima.	35
3.7.6. Pendiente longitudinal máxima.	35
3.7.7. Elementos geométricos de la curva horizontal.	36
3.7.8. Sobre-anchos en curvas (S).	37
3.7.9. Longitud de Transición (LT).	38
3.8. Alineamiento Vertical.....	42
3.8.1. Cálculo de curvas verticales en cresta.....	43
3.8.2. Cálculo de Curvas verticales en columpio.	45
3.9. Resultados del Alineamiento Horizontal y Vertical.	45

Capítulo IV: Estudio de Suelo

4.1.1. Suelos.	48
4.1.2. Clasificación de los suelos.....	48
4.2.2. Pruebas de Laboratorio.	49
4.2.1. Sondeos manuales sobre la línea.	51
4.2.2. Estratigrafía del terreno.	53
4.2.3. Sondeos de los bancos de materiales.....	54
4.2.5. Análisis de explotación de los bancos.	57

4.2.6. Dosificaciones de mezcla.	58
---------------------------------------	----

Capítulo V: Estudio de Tránsito

5.1. Introducción.	60
5.1.1. Tránsito.	60
5.1.2. Aforo Vehicular.	61
5.1.3. Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).	61
5.2. Metodología.	61
5.2.1. Recopilación de Datos.	61
5.2.2. Volumen y Clasificación de vehículos.	62
5.2.3. Resultados de los aforos de tránsito.	62
5.2.4. Determinación del Tránsito Promedio Diurno (TPDS).	63
5.2.5. Cálculo del Tránsito Promedio Anual (TPDA).	65
5.2.6. Determinación de tasas.	69
5.2.6.1. Tasa de Crecimiento Poblacional.	69
5.2.6.3. Análisis del Producto Interno Bruto (PIB).	70
5.2.6.4. Análisis de Población (POB).	71
5.2.10. Proyección de Tráfico.	72
5.2.11. Cálculo de Proyección de Tráfico.	76
5.2.12. Análisis de la información obtenida.	78
5.2.13. Tasa de Crecimiento Seleccionada.	78
5.2.14. Tránsito de Diseño.	78
5.2.15. Factor de Crecimiento (FC).	79
5.2.16. Período de Diseño (PD).	79
5.5.17. Factor Distribución Por Dirección (FD).	80
5.5.18. Factor Distribución Por Carril (FC).	80

Capítulo VI: Diseño de pavimento

6.1. Introducción.	81
6.2. Conceptos generales.	81
6.3. Variables a considerar para el diseño de pavimento.	82
6.3.1. El Índice de Serviciabilidad Inicial.....	82
6.3.2. El Índice de Serviciabilidad Final.	83
6.3.3. Pérdida de Serviciabilidad.	83
6.3.1. Número Estructural Requerido:	83
6.3.2. Factor de Equivalencia (FESAL).	83
6.3.3. Ejes Equivalentes (ESAL o W18).	84
6.3.4. Módulo de Resiliencia.	88
6.3.8. Confiabilidad en el diseño (R).	88
6.3.10. Coeficiente de Drenaje (mi).	91
6.3.11. Coeficientes de capa (<i>an</i>).	91
6.3.13. Coeficientes Estructural.....	93
6.3.14. Coeficientes Estructural.....	94
6.3.15. Número Estructural Asumido.....	95
6.3.16. Calculo de espesores.	96
6.3.17. Cálculo del espesor de la base (D ₂) y Sub-base (D ₃).	98
6.3.18. Espesores finales de Diseño.	99

Capítulo VII: Presupuesto Aproximado

7.1. Introducción.	101
7.2. Presupuesto del Proyecto.	102
7.3. Preliminares.	106
7.3.1. Limpieza Inicial.	106
7.3.2. Trazo y Nivelación.	106
7.3.3. Rótulo.	106

7.4. Movimiento de tierra, excavación y terraplenado.....	107
7.5. Sección de calles.	109
7.6. Limpieza Final.....	111

Capítulo VIII: Conclusiones y Recomendaciones

8.1. Conclusiones.	114
8.2. Recomendaciones.	117
8.3. Bibliografía.	118

ANEXOS

Capítulo I:

Aspectos

Generales



1.1. Introducción.

El sitio en estudio ubicado en la comunidad del Regadío, San Juan de Limay (Tranqueras - Loma Atravesada), a 37 Km al Noroeste de la ciudad de Estelí, localizada entre las coordenadas $13^{\circ}05'40''$ - $13^{\circ}18'10''$ de latitud Norte y $86^{\circ}27'00''$ - $86^{\circ}45'00''$ de longitud Oeste.

La metodología a utilizar en este trabajo se basará en la recopilación de datos de campo para los estudios de suelos proporcionados por la alcaldía de San Juan de Limay, con el objetivo de analizar las características físicas y mecánicas del suelo y los bancos de préstamo en el tramo de estudio para la adecuada utilización en la estructura de pavimento siguiendo los parámetros establecidos por el método AASHTO 93. Además, se realizará el aforo vehicular durante una semana, en los horarios de 6 am a 6 pm en el tramo Tranqueras (estación 0+000) y Loma Atravesada (estación 5+000) para determinar TPDA y cuantificar cargas actuantes.

Para conocer el relieve de las zonas se efectuará un estudio topográfico, y se tomarán los resultados obtenidos de los estudios de suelos que servirá para diseñar geométricamente el tramo aplicando los criterios del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004.

1.2. Antecedentes.

La comunidad de Tranqueras, ubicada en el trópico seco, cuenta con una población de 510 habitantes, cuyos pobladores se dedican principalmente a la actividad ganadera y cultivo de granos básicos, actualmente tienen dificultades en la comercialización de sus productos, debido al mal estado de la carretera en el tramo Tranqueras - Loma Atravesada.

La topografía del tramo es clasificada como ondulada, la superficie de rodamiento existente está conformada de una capa de material granular, la cual sirve de base a la superficie de rodamiento que se encuentra deteriorada por falta de mantenimiento y deterioro del camino afectando la capacidad de movilización de los pobladores de la zona de influencia. El ancho de rodamiento es variable y fluctúa entre los 5 a los 6 m aproximadamente.

El camino se encuentra en malas condiciones debido a que la mayor parte del drenaje transversal está obstruido, las cunetas también se encuentran tapadas y en otros casos en mal estado por falta de mantenimiento, se encuentran cortadas debido a que los pobladores acondicionan de manera artesanal su propio acceso a la propiedad.

En lo que respecta al rodamiento de la vía, no cuenta con drenaje longitudinal y transversal suficiente, esto produce que la ruta sea altamente vulnerable a la escorrentía superficial, con la consiguiente proliferación de baches.

La alcaldía Municipal de San Juan de Limay en los últimos años ha tratado de solucionar la problemática que presentan dichas comunidades, con revestimiento de forma esporádica de material selecto.

El tramo de camino se ubica en el departamento de Estelí, de acuerdo a la clasificación funcional del MTI, este tramo de camino se clasifica como Colectora Rural.

1.3. Justificación.

Actualmente las comunidades Tranqueras - Loma Atravesada, no cuenta con una vía de transporte en buen estado, ya que el tramo utilizado por los pobladores está altamente deteriorado.

En la época lluviosa se crean peligrosas situaciones que ponen en riesgo la vida de los pobladores de la comunidad, cuando estos transitan para realizar sus faenas diarias, traslados de enfermos, embarazadas o personas de la tercera edad al centro de salud y estudiantes que van diariamente a los centros educativos.

Esta carretera es un camino de todo tiempo, estructuralmente está conformado por una superficie de rodadura compuesta por una capa de material de base no tratada (material de revestimiento). Geométricamente no está diseñada, las curvas y las pendientes no están balanceadas, no cuenta con tangentes para rebasar y asegurar la distancia de visibilidad de rebase, sus anchos de carriles no tienen las dimensiones correspondientes, no se han realizado radios mayores de curva o peraltes más inclinados adecuados para la misma.

Debido a las razones anteriormente mencionadas, dicho tramo de carretera es de vital importancia para la comunidad, así como por la necesidad de comercializar la producción agropecuaria y en conjunto promover el desarrollo socioeconómico.

Por tanto, el diseño de la vía traerá consigo muchos beneficios tanto a pobladores de la zona como a personas ajenas a ella, será causa de generación de empleo, se mejorará la ruta de acceso disminuyendo los tiempos, riesgos, costos, mejor calidad de viaje y menores daños para el transporte, los productores podrán sacar sus cosechas en tiempo y forma.

Por todo lo antes mencionado, los pobladores de las comunidades Tranqueras-Loma Atravesada ven limitadas sus posibilidades de desarrollo socioeconómico en una zona especialmente vulnerable por la incidencia de sequías frecuentes.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

Diseñar geométricamente con estructura de pavimento articulado 5km de longitud en la comunidad el Regadío, San Juan de Limay en el tramo Tranqueras - Loma Atravesada.

1.4.2. Objetivo Específico

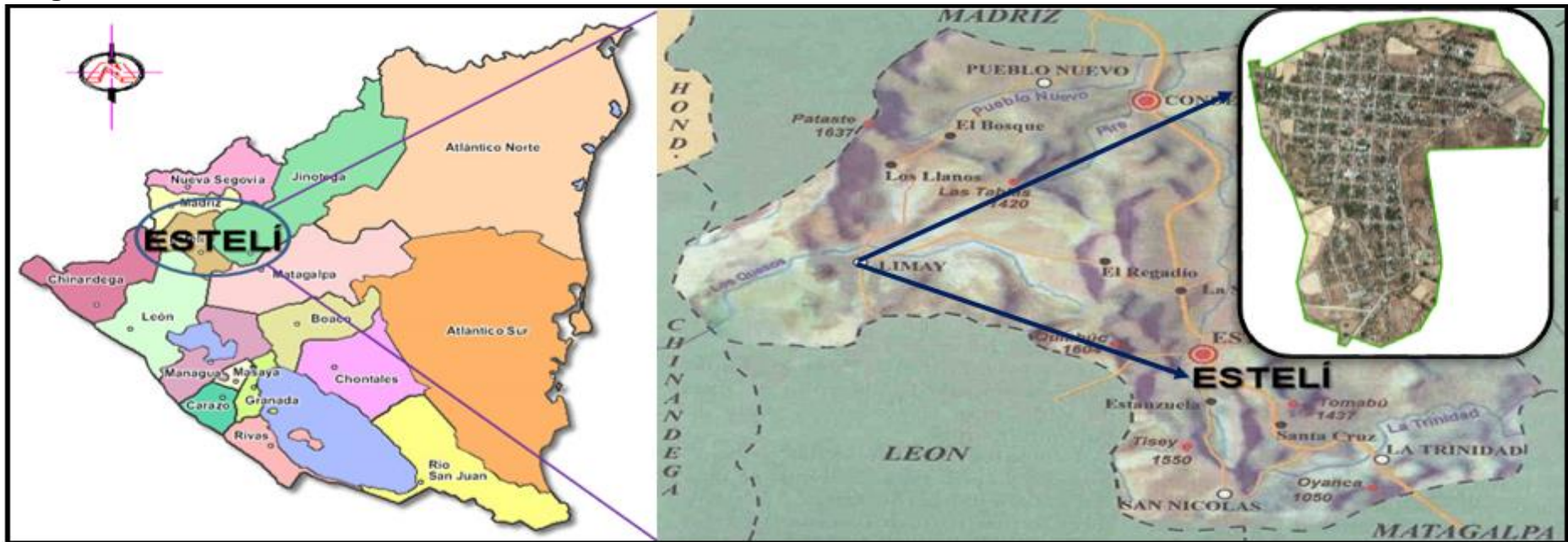
- Efectuar un estudio topográfico con la finalidad de conocer el relieve de las zonas en estudio.
- Diseñar geométricamente el tramo, basado en los estudios topográficos y de suelos aplicando los criterios del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales SIECA 2004.
- Analizar las características físicas y mecánicas del suelo y los bancos de préstamo en el tramo de estudio para la adecuada utilización en la estructura de pavimento.
- Realizar aforo vehicular para determinar TPDA y cuantificar cargas actuantes.
- Calcular el dimensionamiento del pavimento articulado utilizando criterios de diseño de AASHTO 93.
- Realizar el presupuesto aproximado del proyecto Tranqueras - Loma Atravesada con la finalidad de incluirlo en el plan de inversión municipal

1.5. Ubicación.

1.5.1. Macrolocalización.

El sitio en estudio está ubicado en la comunidad del Regadío, San Juan de Limay (Tranqueras- Loma Atravesada), a 37 Km al Noroeste de la ciudad de Estelí, localizada entre las coordenadas $13^{\circ}05'40''$ - $13^{\circ}18'10''$ de latitud Norte y $86^{\circ}27'00''$ - $86^{\circ}45'00''$ de longitud Oeste.

Imagen N°1. Macrolocalización.



Fuente: Catastro Alcaldía Municipal de Estelí.

1.5.2. Micro localización.

Imagen N°2. Macrolocalización.



Fuente: Elaboración Propia (2019).

Capítulo II:

Estudio

Topográfico



2.1. Introducción.

La topografía del terreno, es un factor determinante en la elección de los valores de los diferentes parámetros que intervienen en el diseño de una vía. Cuando el terreno es bastante grande o existen obstáculos que impiden la visibilidad necesaria, se emplea el levantamiento de un terreno por medio de poligonales, que consiste en trazar un polígono que siga aproximadamente los linderos del terreno y desde los puntos de este polígono se toman detalles complementarios para la perfecta determinación del área que se desea conocer y de los accidentes u objetos que es necesario localizar. Vemos primeramente lo relativo al trazado y al cálculo de la poligonal base y, luego, cómo se complementa el levantamiento tomando los detalles por izquierdas y derechas.

El estudio topográfico es el conjunto de diversas operaciones realizadas con instrumentos especiales, cuya finalidad es la determinación de la posición relativa de los puntos sobresalientes localizados sobre la superficie de la tierra, estas operaciones consisten en medir distancias, ángulos horizontales y verticales entre diversos objetos terrestres, valiéndose de mediciones previas.

En el campo de la ingeniería civil, el conocimiento de las características topográficas del terreno es prácticamente indispensable, ya que por medio de estos pueden suministrar los datos necesarios para el diseño de carreteras, puentes, vías férreas, terracerías, etc.

2.2. Conceptos Generales.

Clasificación de topografía.

La topografía se clasifica en dos puntos importantes los cuales son:

Planimetría: Estudia los instrumentos y métodos para proyectar sobre una superficie plana horizontal, la exacta posición de los puntos más importantes del terreno y construir de esa manera una figura similar al mismo.

Altimetría: Tiene en cuenta la diferencia de nivel existente entre los diferentes puntos del terreno con respecto a una superficie de referencia, generalmente corresponde al nivel medio del mar.

Equipo Topográfico.

Los diferentes equipos a utilizar son:

Estación total: Es un instrumento electro-óptico utilizado en la topografía, cuyo funcionamiento se apoya en la tecnología electrónica.

Plomada: Es una pera metálica terminada en punta y suspendida de una cuerda muy fina, sirve para marcar la proyección de un punto a cierta altura sobre el suelo.

Cinta métrica: Se utiliza en la medición de distancias tales como el levantamiento de secciones transversales, o hacer el cadenamiento durante el levantamiento con la estación total.

Nivel: Son instrumentos constituidos básicamente por un telescopio y un nivel de burbuja, solamente puede fijarse horizontalmente.

Estadia: Es una regla graduada de sección rectangular, es utilizada para hacer nivelaciones con auxilio del nivel o el teodolito (Gamez Morales, 2015).

2.3. Trabajo de campo y de gabinete.

Para obtener los datos de campo se realizó el reconocimiento del terreno, se estableció el BM geodésico, posteriormente con una estación total TOPCON, se realizó el levantamiento tomando las coordenadas de cada punto (x, y, z) cada 20 m, iniciando el recorrido en la estación 0+000 ubicada en la comunidad de Tranqueras y finaliza en la comunidad Loma Atravesada, estación 5+000 (San Juan de Limay), se estableció la ubicación de los controles topográficos con fines de colocar las poligonales de apoyo, que serán utilizadas en toda la etapa operativa del desarrollo del proyecto.

La brigada de topografía, estaba compuesta por un topógrafo, un nivelador, dos portas prismas y dos ayudantes. Los equipos de medición que movilizó el personal de topografía son los siguientes:

- 1 GPS Portátil
- 1 Estación total TOPCON
- 1 Trípode de aluminio
- 2 Bastones de aluminio
- 2 Prismas con su porta prismas y placa de puntería
- 2 Plomadas de 16 onzas de bronce
- 1 Estadia de aluminio
- 1 Nivel de precisión marca LEICA
- 4 chalecos reflectores
- 1 Barras
- 1 Pala
- 1 cinta de fibra de 30 metros
- 2 Cintas metálicas de 5 metros
- 1 Machete
- 1 Mazo
- Clavos y Chapas
- Herramientas de uso menor

2.3.1. Control horizontal.

Con la asistencia de un equipo de GPS de precisión sub métrica, se establecieron 4 puntos de control horizontal en el proyecto, un par al inicio y un par al final del tramo. Estos puntos de control fueron fijados en mojoneros de concreto de 20x20x60cm y en su parte superior se colocó un disco de aluminio de 6 cm que lleva grabado la siguiente identificación: GPS1, GPS2, GPS3 y GPS4.

Los trabajos de campo se realizaron con un equipo GPS marca Trimble Pro RX. El sistema de observaciones fue bajo la modalidad de estático, con al menos 45 minutos de observación por punto.

Para el inicio de las actividades de observaciones se procedió a identificar el mojón de la red secundaria geodésica conocido como (2955-III-4) localizado en el Km 142.4 de la ruta Sébaco - El Espino. La Estación se localiza al lado

derecho de la carretera Panamericana. Las coordenadas de referencia son: 13°07'33.4708" latitud norte, 86°21'49.8980" longitud oeste y altura de 823.76 m.

Se procedió bajo el programa Pathfinder Office al pos procesamiento de datos de las observaciones satelitales con corrección diferencial con expectativas del 99% de acierto. De los resultados de las observaciones satelitales se adjunta dos listados de coordenadas: las primeras se presentan en Datum WGS 84 tanto en proyección transversal de Mercator como en latitud y longitud y las segundas en NAD 27 (Centro América) similarmente en proyección transversal de Mercator como en latitud y longitud.

La forma habitual de determinar las coordenadas de un punto es enlazar por medios topográficos con una red geodésica. Todos los puntos de ésta se han calculado por triangulación y observaciones topográficas en relación al Datum.

El hecho de que se conozcan con precisión las coordenadas astronómicas y el azimut en el Datum permite que se puedan calcular las coordenadas referidas al elipsoide. De esta forma se tiene que las coordenadas geodésicas están referidas a un sistema geodésico: elipsoide y Datum, mostradas en la siguiente tabla:

Tabla N° 1. Coordenadas.

		X	Y	Z	Latitud	Longitud	Elevación	Lateral
GPS	1	563184.523	1458216.836	1030.64m	1458216.84	563184.523	1030.64	Derecho
GPS	2	563070.0876	1458297.543	1040.02m	1458297.54	563070.088	1040.02	Izquierdo
BM	1	563420.5364	1458026.381	1001.23m	1458026.38	563420.536	1001.23	Izquierdo
BM	2	563346.1626	1458105.162	1008.32m	1458105.16	563346.163	1008.32	Derecho
BM	3	563235.9819	1458141.221	1018.99m	1458141.22	563235.982	1018.99	Izquierdo
BM	4	563072.4399	1458406.57	1050.72m	1458406.57	563072.440	1050.72	Derecho
BM	5	562957.4513	1458610.61	1073.64m	1458610.61	562957.451	1073.64	Izquierdo
BM	6	562945.4095	1458786.671	1079.88m	1458786.67	562945.410	1079.88	Derecho
BM	7	562851.1035	1458961.844	1075.98m	1458961.84	562851.104	1075.98	Derecho
BM	8	562720.9318	1459085.672	0.00m	1459085.67	562720.932	0	Derecho
BM	9	562592.9864	1459190.048	1069.03m	1459190.05	562592.986	1069.03	Derecho
BM	10	562444.5614	1459464.303	1060.22m	1459464.30	562444.561	1060.22	Derecho
BM	11	562311.6349	1459828.549	1068.59m	1459828.55	562311.635	1068.59	Izquierdo
BM	12	562416.8487	1459956.054	1086.77m	1459956.05	562416.849	1086.77	Derecho
BM	13	562409.0626	1460112.653	1094.64m	1460112.65	562409.063	1094.64	Derecho
BM	14	562371.8919	1460259.619	1097.18m	1460259.62	562371.892	1097.18	Derecho
BM	15	562235.3488	1460515.541	1100.55m	1460515.54	562235.349	1100.55	Izquierdo
BM	16	562188.2473	1460679.689	1104.41m	1460679.69	562188.247	1104.41	Derecho
BM	17	562119.2218	1460839.993	1106.33m	1460839.99	562119.222	1106.33	Derecho
BM	18	561945.3872	1460948.286	1111.13m	1460948.29	561945.387	1111.13	Derecho
BM	19	561818.2597	1460872.205	1108.41m	1460872.21	561818.260	1108.41	Izquierdo
BM	20	561586.2296	1460969.729	1120.92m	1460969.73	561586.230	1120.92	Derecho
BM	21	561339.6253	1461018.798	1138.87m	1461018.80	561339.625	1138.87	Izquierdo
BM	22	561108.3465	1461084.562	1156.16m	1461084.56	561108.347	1156.16	Izquierdo
BM	23	561084.8497	1461220.488	1169.08m	1461220.49	561084.850	1169.08	Derecho
BM	24	561015.6194	1461274.879	1178.90m	1461274.88	561015.619	1178.9	Derecho
BM	25	560941.6404	1461296.223	1187.61m	1461296.22	560941.640	1187.61	Izquierdo
BM	26	560858.4327	146354.7049	1194.78m	146354.70	560858.433	1194.78	Izquierdo
GPS	3	560866.566	1461437.111	1202.35m	1461437.11	560866.566	1202.35	Derecho
GPS	4	560827.8299	1461538.842	1210.17m	1461538.84	560827.830	1210.17	Derecho

Fuente: Elaboración propia (2019).

2.3.2. Control Planimétrico.

A partir de las coordenadas topográficas de los GPS1 y GPS2 se ha materializado sobre el terreno una poligonal base (Red de Mojoneros de concreto de 15 cm x 15 cm x 50 cm con un disco de aluminio en la parte superior con el nombre del mojón), estos monumentos están separados entre 300 y 400 m, a lo largo de la vía, los que se ubicaron en sitios estratégicos para el emplazamiento de la estación total, a fin de asegurar la inter visibilidad entre

cada tres mojones consecutivos (uno antes y otro después). En total se colocaron 26 monumentos de BM, más dos pares de puntos GPS.

Esta red de BM será utilizada para el apoyo de todos los levantamientos en el proyecto. Para el tramo que nos ocupa se estableció una poligonal de 5 km. La poligonal arranca en el GPS1 establecido al inicio del proyecto y cierra en el GPS4 establecido a los 5 km del proyecto, así mismo los mojones se colocaron manteniendo los siguientes criterios:

- La distancia de separación no debe ser mayor a 500 metros
- Existencia de inter visibilidad entre los monumentos
- De ser posible estar colocados fuera de la futura área de construcción

2.3.3. Control altimétrico.

Para el control altimétrico del camino se utilizaron los mismos monumentos que se colocaron para el control horizontal estos fueron nivelados en base al procedimiento de nivelación diferencial con el uso de un nivel electrónico de precisión, nivel digital marca LEICA. Control que consiste en la documentación y referenciación de 26 mojones correspondientes a la poligonal básica.

El proceso de control altimétrico llevado a cabo ha sido efectuado tomando en cuenta los siguientes procedimientos:

Nivelación de los puntos de la Línea Base (LB).

Se realizó a partir de una nivelación diferencial, en circuitos cerrados de ida y regreso, aplicando el principio de la nivelación de BM's. Para esta nivelación diferencial tuvo como punto de partida la elevación establecida en el GPS1 cuyas coordenadas y elevación iniciales fueron asignadas con GPS de alta precisión, a partir del cual se realizó la distribución de elevaciones a todos los puntos enmarcados en la línea base del proyecto, descritos en a tablas siguiente:

Tabla N°2.Cálculos de Niveles.

No. PLB	Lecturas Ida		DIF. Lecturas Ida	Lecturas Regreso		DIF. Lecturas Regreso	Suma de lecturas Ida y Regreso	Promedio DIF. De lecturas	Elev. BM's
	+	-		+	-				
GPS1	12.713	1.041	11.672	1.03	12.701	-11.671	11.672	11.672	1030.647
	3.48	0.095		1.088	3.913				
	3.454	0.033		0.048	3.597				
	3.795	1.233		0.061	3.057				
GPS2	10.729	1.361	9.368	1.197	10.567	-9.37	9.369	9.369	1040.016
	2.524	0.152		1.226	3.068				
	3.479	0.312		0.251	3.232				
	3.614	0.09		0.109	2.761				
	2.879	1.235		0.257	3.488				
BM1									1001.234
	4.213	0.188		0.56	3.879				
	3.695	0.641		0.259	4.024				
BM2	7.908	0.829	7.079	0.819	7.903	-7.084	7.082	7.082	1008.316
	3.448	0.117		0.047	3.82				
	3.631	0.143		0.181	3.77				
	3.971	0.131		0.162	3.459				
BM3	11.05	0.391	10.659	0.39	11.049	-10.659	10.659	10.659	1018.975
	1.907	0.129		0.374	3.871				
	3.832	0.153		0.024	3.855				
	3.712	0.483		0.096	3.209				
	3.262	0.276		0.536	1.766				
BM-4	12.496	1.789	10.707	1.843	12.549	-10.706	10.707	10.707	1050.723
	3.375	0.134		0.713	3.64				
	3.469	0.047		0.291	3.897				
	3.474	0.126		0.086	3.638				
	3.775	0.074		0.072	3.687				
	3.717	0.147		0.115	3.817				
	3.876	0.51		0.052	2.983				
	3.107	0.832		0.536	3.127				
BM-5	24.793	1.87	22.923	1.865	24.789	-22.924	22.924	22.924	1073.647
	2.644	0.208		1.489	2.812				
	2.839	0.07		0.615	3.237				
	2.558	1.534		0.321	2.601				
BM-6	8.041	1.812	6.229	2.425	8.65	-6.225	6.227	6.227	1079.874
	1.209	3.142		2.414	0.116				
	0.739	2.692		2.684	1.092				

No. PLB	Lecturas Ida		DIF. Lecturas Ida	Lecturas Regreso		DIF. Lecturas Regreso	Suma de lecturas Ida y Regreso	Promedio DIF. De lecturas	Elev. BM's
	+	-		+	-				
BM-7	1.948	5.834	-3.886	5.098	1.208	3.89	3.888	-3.888	1075.99
	1.223	3.037		0.698	2.189				
	2.339	0.836		3.024	1.221				
BM-8	3.562	3.873	-0.311	3.722	3.41	0.312	0.312	-0.312	1075.67
	1.071	3.265		2.346	0.163				
	0.453	3.305		2.929	0.455				
	0.662	2.256		3.417	1.438				
BM-9	2.186	8.826	-6.64	8.692	2.056	6.636	6.638	-6.638	1069.04
	1.045	3.377		1.856	0.355				
	0.471	3.199		2.87	0.14				
	0.491	3.16		3.352	0.086				
	0.818	1.903		2.462	1.14				
BM-10	2.825	11.639	-8.814	10.54	1.721	8.819	8.817	-8.817	1060.22
	0.723	1.368		0.868	3.315				
	2.36	0.054		0.031	4.683				
	4.303	0.065		0.291	2.208				
	3.515	1.033		1.685	1.048				
BM-11	10.901	2.52	8.381	2.875	11.254	-8.379	8.38	8.38	1068.6
	3.663	0.099		0.301	3.627				
	3.878	0.017		0.117	3.919				
	3.485	0.091		0.113	3.444				
	3.911	0.052		0.09	3.992				
	3.869	0.373		0.117	3.928				
BM-12	18.806	0.632	18.174	0.738	18.91	-18.172	18.173	18.173	1086.77
	4.482	0.326		0.633	4.473				
	4.181	0.473		0.053	4.076				
BM-13	8.663	0.799	7.864	0.686	8.549	-7.863	7.864	7.864	1094.64
	2.446	0.028		1.791	2.017				
	1.982	1.838		0.118	2.453				
BM-14	4.428	1.866	2.562	1.909	4.47	-2.561	2.562	2.562	1097.2
	2.423	0.524		0.517	1.938				
	2.014	0.557		0.371	2.307				
BM-15	4.437	1.081	3.356	0.888	4.245	-3.357	3.357	3.357	1100.56
	2.782	0.404		0.604	2.338				
	2.249	0.77		0.242	2.366				
BM-16	5.031	1.174	3.857	0.846	4.704	-3.858	3.858	3.858	1104.41
	1.061	0.696		0.665	2.711				
	2.284	0.723		1.275	1.151				
BM-17	3.345	1.419	1.926	1.94	3.862	-1.922	1.924	1.924	1106.34
	1.904	0.089		0.742	3.75				
	3.755	0.776		0.073	1.86				

No. PLB	Lecturas Ida		DIF. Lecturas Ida	Lecturas Regreso		DIF. Lecturas Regreso	Suma de lecturas Ida y Regreso	Promedio DIF. De lecturas	Elev. BM's
	+	-		+	-				
BM-18	5.659	0.865	4.794	0.815	5.61	-4.795	4.795	4.795	1111.13
	0.337	3.059		3.005	0.284				
BM-19	0.337	3.059	-2.722	3.005	0.284	2.721	2.722	-2.722	1108.41
	1.439	0.112		0.726	4.623				
	3.496	0.168		0.068	4.427				
	3.627	0.069		0.098	3.259				
	4.929	0.635		0.36	1.454				
BM-20	13.491	0.984	12.507	1.252	13.76	-12.511	12.509	12.509	1120.92
	3.51	0.14		0.478	3.519				
	3.85	0.085		0.075	3.908				
	3.956	0.153		0.19	3.748				
	3.75	0.054		0.048	3.924				
	3.958	0.635		0.015	3.664				
BM-21	19.024	1.067	17.957	0.806	18.76	-17.957	17.957	17.957	1138.88
	3.944	0.031		0.623	3.695				
	3.43	0.099		0.051	3.689				
	3.575	0.098		0.13	3.698				
	3.662	0.088		0.135	3.894				
	3.789	0.803		0.214	3.456				
BM-22	18.4	1.119	17.281	1.153	18.43	-17.279	17.28	17.28	1156.16
	3.896	0.12		0.879	3.389				
	3.514	0.133		0.172	3.942				
	4	0.439		0.072	3.924				
	3.303	1.099		0.3	3.089				
BM-23	14.713	1.791	12.922	1.423	14.34	-12.921	12.922	12.922	1169.08
	3.75	0.084		0.177	3.284				
	3.745	0.066		0.102	3.47				
	2.979	0.497		0.318	3.671				
BM-24	10.474	0.647	9.827	0.597	10.43	-9.828	9.828	9.828	1178.91
	3.759	0.187		0.712	3.721				
	3.087	0.625		0.261	3.47				
	3.626	0.95		0.559	3.054				
BM-25	10.472	1.762	8.71	1.532	10.25	-8.713	8.712	8.712	1187.62
	3.59	0.229		1.31	3.2				
	2.879	0.643		0.298	2.605				
	3.723	2.151		0.559	3.533				
BM-26	10.192	3.023	7.169	2.167	9.338	-7.171	7.17	7.17	1194.79
	4.703	0.428		0.332	3.895				
	3.866	0.572		0.162	4.167				
GPS-3	8.569	1	7.569	0.494	8.062	-7.568	7.569	7.569	1202.36
	3.335	0.406		0.622	3.541				
	3.708	0.376		0.221	3.249				
	2.263	0.704		0.379	2.25				
GPS-4	9.306	1.486	7.82	1.222	9.04	-7.818	7.819	7.819	1210.18

Fuente: Elaboración propia (2019).

Poligonal de apoyo topográfica.

El trabajo por poligonal consistió en medir una poligonal cerrada entre el primer mojón, ubicado al inicio de la poligonal y el último mojón ubicado a los 5 km, para luego regresar al mojón del inicio, colocando chapas o puntos auxiliares, al arribar al mojón del inicio se determinó el error de cierre que nunca fue mayor a $1/5000$, es decir 1 m en 5 km.

Una vez conocido el error de cierre, se determinó la compensación de la poligonal, a fin de distribuir el error entre todos los mojones de la poligonal y determinar las coordenadas finales o compensadas de cada mojón o banco de marca. Todos los errores de cierre fueron menores de $1/5000$, lográndose la precisión exigida por el Contratante.

No se utilizó factor de escala en la compensación de las poligonales ya que se está trabajando con coordenadas topográficas, por lo que se realizaron poligonales cerradas de ida y vuelta. El factor de escala se utiliza en levantamientos con GPS ya que son distancias mayores y se debe de tomar en cuenta la curvatura de la tierra. Los datos de campo correspondientes a la poligonal de cierre de cada circuito topográfico, así como el resultado de los cálculos obtenidos para cada uno de ellos.

Levantamiento del eje central existente.

Establecida la red de mojones de replanteo, se procedió a levantar el eje central del camino existente, en estacados próximos a los 20m y en coordenadas UTM X, Y, Z, con el fin de conocer la geometría de la vía, en planta y perfil, estableciendo, los posibles sitios de mejora de la planimetría.

Levantamiento del perfil y secciones transversales.

El levantamiento de las secciones transversales de la vía en intervalos de 20 metros y en una faja de 20 metros, a cada lado del eje central existente; en una longitud de 5 km, el levantado de las secciones transversales cubre todos los detalles de propiedades, cercos, cunetas, muros, postes de electricidad, postes telefónicos, corrales localizados y cualquier detalle dentro del derecho de vía.

Levantamiento del derecho de vía (DV) y otros detalles.

Auxiliados por la red de mojones de replanteo, se realizó el levantamiento de las construcciones privadas o públicas en las inmediaciones del derecho de vía o susceptibles a ser afectadas por la obra, con énfasis en cercos, casas, pozos, comercios, poste de energía eléctrica, teléfonos, tuberías de agua potable y sanitaria, pozos de visita, entre otros, todo con el fin de plasmar en los planos del proyecto, los servicios e infraestructura existente a lo largo de la vía, y considerar, cuando sea el caso, los costos o indemnizaciones que se requieran cuando sea inevitable que el proyecto ocasione afectaciones.

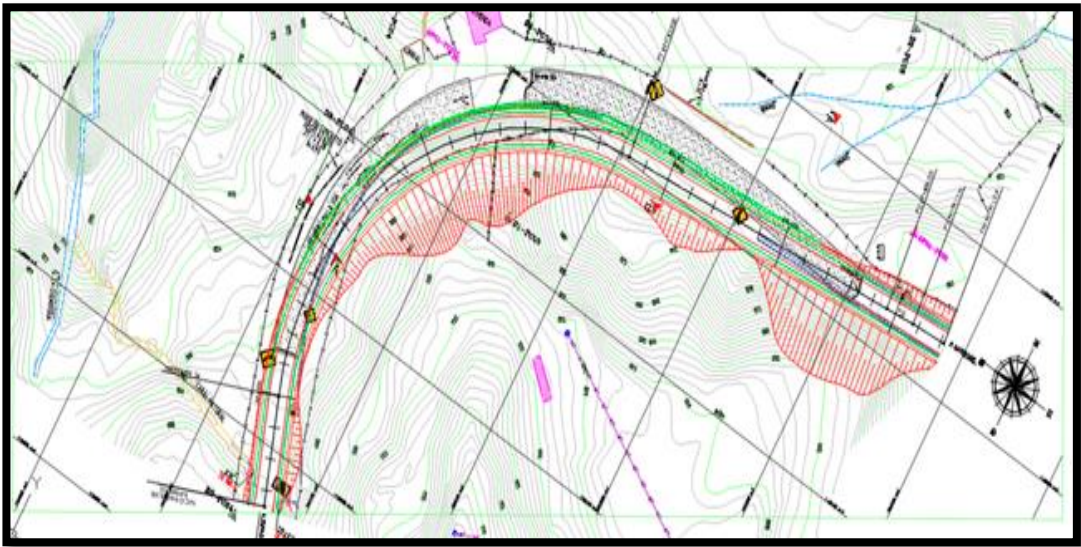
2.3.4. Trabajos de gabinete.

Los trabajos de gabinete consistieron en la transferencia de datos desde la estación total al computador y su análisis y depuración de la información. En base a la información obtenida, se procedió a determinar el ajuste topográfico de las poligonales de apoyo, cuidando en primer lugar que el cierre topográfico de éstas se encontrara dentro de los límites permisibles, establecidos por el MTI, un error lineal relativo máximo de 1: 5,000.

Capítulo III:

Diseño

Geométrico



3.1. Introducción.

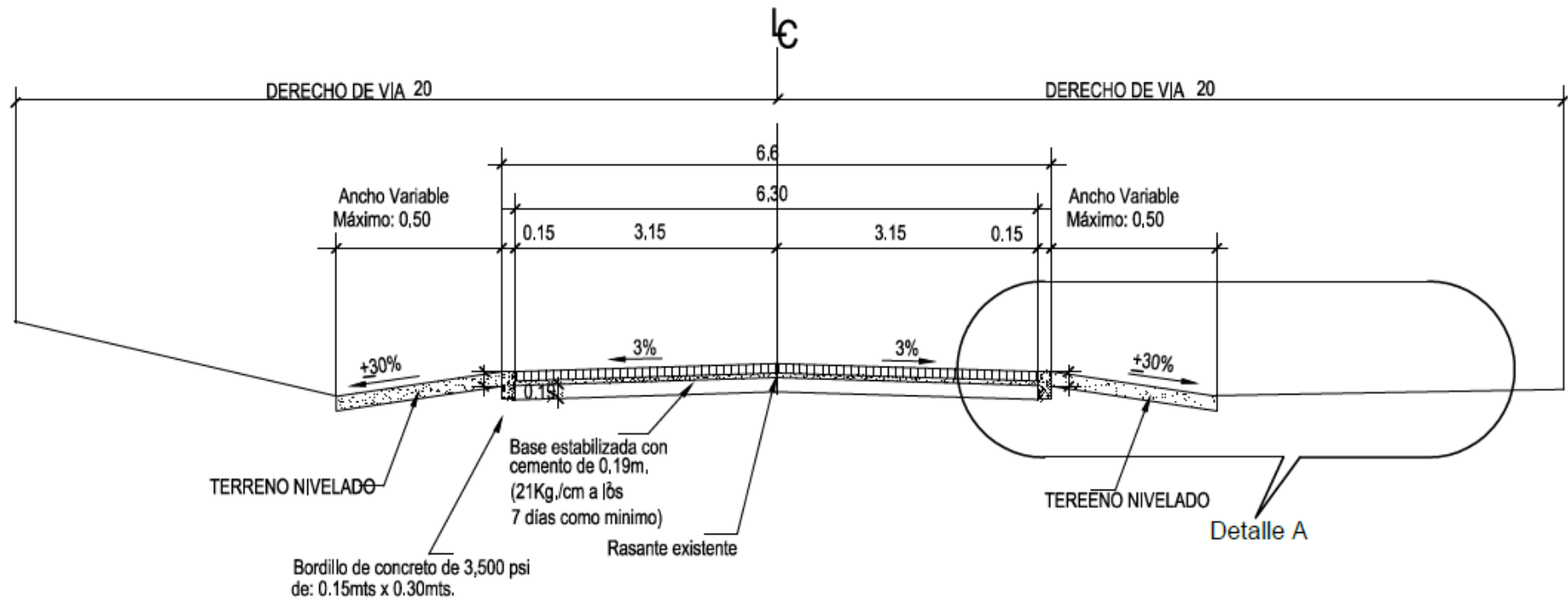
El diseño geométrico es el proceso de correlación entre sus elementos físicos y las características de operación de los vehículos automotores, mediante el uso de las matemáticas, la física y la geometría. Una carretera está definida geométricamente por su eje en planta o alineamiento horizontal, por su perfil o alineamiento vertical y por el proyecto de los elementos integrales de sus secciones transversales típicas. Para la realización del mismo se hace uso del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales y de los criterios del ingeniero diseñador.

Para este proyecto fue necesario una revisión y análisis de la Geometría existente, tanto en la planimetría como altimétrica, con lo cual se logró establecer los parámetros que serán utilizados para el diseño geométrico, que permitió la realización de la geometría del camino de manera uniforme, a partir de lo cual se inicia la generación y el desarrollo del proyecto según los objetivos trazados.

3.2. Sección típica.

La sección típica del tramo estará conformada por los siguientes elementos: derecho de vía, calzada, carril, andén, espesores de la capa estructural y bordillo, como se muestra en la siguiente Imagen:

Imagen N°3.Sección típica.



Fuente: Elaboración propia (2019).

Tipo de calzada: Estará constituida por una superficie de rodamiento consistente en una carpeta de adoquines de concreto del tipo tránsito con una $F'c = 3,500$ psi.

En la siguiente tabla encontrada en el cuadro 3.1 del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales de la SIECA 2004, pág 9, se ve que para el tipo de vía (Colectora Rural), y para el volumen de tránsito proyectado, el Manual recomienda 2 carriles, y de acuerdo con las necesidades se propone una vía de 2 carriles.

Tabla N°3. Tipo de Superficie y Número de Carriles según tipo de vía y TPDA.

TPDA	>20,000		20,000-10,000		10,000-3,000		3,000-500	
Clasificación funcional	No. C	Superf.	No.C	Superf.	No.C	Superf.	No.C	Superf.
AR- Autopistas Regionales	6-8	Pav.	4-6	Pav.				
TS- Troncales Suburbanas	4	Pav.	2-4	Pav.	2	Pav.		
TR- Troncales Rurales	4	Pav.	2-4	Pav.	2	Pav.		
CS- Colectoras Suburbanas			2-4	Pav.	2	Pav.	2	Pav.
CR- Colectoras Rurales					2	Pav.	2	Pav.

Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales, SIECA 2004, pág 9.

3.2. Clasificación Funcional.

La ruta de camino tal a como se encuentra en la actualidad y según la clasificación funcional de Carreteras del Ministerio de Transporte e Infraestructura está catalogada como Colectora Rural.

Para la definición y establecimiento de estos elementos, se hará referencia al Manual de Normas Para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, emitido por la Secretaría de Integración Económica Centroamericana (SIECA), 2da edición 2004.

La clasificación funcional de las vías agrupa a las carreteras según la naturaleza del servicio que están supuestas a brindar y tiene estrecha relación con la estructura y categorización de los viajes. Tomando en cuenta esta clasificación las carreteras Clasificadas como Colectoras Rurales se caracterizan por:

- Suministrar conexiones a una categoría superior de comunicación para centros urbanos y generadores de tráfico menores.

Una Colectora Rural se define como caminos de alta importancia municipal, con poblaciones servidas mayores de 5,000 habitantes.

3.3. Vehículo de diseño.

Los vehículos de diseño son los vehículos automotores predominantes y de mayores exigencias en el tránsito que se desplaza por las carreteras regionales, por lo que, al tipificar las dimensiones, pesos y características de operación de cada uno de ellos, se brinda al diseñador los controles y elementos a los que se deben ajustar los diseños para posibilitar y facilitar su circulación irrestricta. De cada tipo de vehículo utilizado para diseño, se seleccionan a propósito para adoptar las condiciones más desfavorables, aquellos de mayores dimensiones físicas y de radios de giros mayores dentro de su clasificación tipológica.

De manera general en los conteos de tránsito, la presencia mayoritaria pertenece a los vehículos livianos, a la vez es necesario no perder de vista la presencia de los vehículos de carga como camiones C-2.

Además de la posibilidad que en un determinado momento deberá circular el camión tipo C-3; por tanto, consideramos utilizar como vehículo de diseño el tipo de Vehículo C-2 (SU). Las dimensiones para cada tipo de Vehículo se presentan a continuación:

Tabla N°4. Dimensionamiento de los Vehículos de Diseño.

	P	BUS	SU	WB-15	WB-19	WB-20
Altura	1.3(1.3)	4.1	4.1(4.1)	4.1(4.1)	4.1	4.1
Ancho	2.1(2.1)	2.6	2.6(2.6)	2.6(2.6)	2.6	2.6
Longitud	5.8(5.8)	12.1	9.1(9.2)	16.7 (16.8)	21.0	22.5
Voladizo Delantero	0.9(0.9)	2.1	1.2(1.2)	0.9(0.9)	1.2	1.2
Voladizo Trasero	1.5(1.5)	2.4	1.8(1.8)	0.6(0.6)	0.9	0.9
Distancia entre Ejes Extremos, WB1	3.4(3.4)	7.6	6.1(6.1)	6.1(6.1)	6.1	6.1
Distancia entre Ejes Extremos, WB2				9.1(9.2)	12.8	14.3

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994. p. 21

3.4. Velocidad de Diseño del proyecto (VD).

Una velocidad que es de suma importancia es la llamada velocidad de proyecto o velocidad directriz que no es otra cosa que aquella velocidad que ha sido escogida para gobernar y correlacionar las características y el proyecto geométrico de un camino en su aspecto operacional.

Durante la visita de campo efectuada se pudo constatar que, en las condiciones actuales, la velocidad de operación es de 30 k.p.h. Para este tramo se está proponiendo la utilización de 40. k.p.h en todo su recorrido.

Para el caso del Proyecto en estudio hemos considerado establecer una velocidad de proyecto que se ajuste en todo lo posible a las necesidades, características y condiciones existentes en el corredor del camino, y que a la vez nos permita mejorar tanto la velocidad de recorrido actual como considerablemente la infraestructura existente, así como la confortabilidad de los usuarios del camino de toda el área de influencia del proyecto.

3.5. Ancho de carril.

El ancho de cada vía de circulación pavimentada en un camino depende de las dimensiones máximas de los vehículos que harán uso de ella, así como de la velocidad de los mismos. A mayor velocidad mayor ancho de vía ya que los vehículos tratarán de separarse más del borde de la superficie de rodamiento.

Según el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las carreteras Regionales (SIECA 2004), para carreteras clasificadas como Colectoras Rurales, se recomienda el empleo de carriles de circulación de 3.30 metros de ancho, sin hombros, tomando en cuenta las características propias del proyecto en cuanto a topografía se refiere y los anchos actuales del derecho de vía, para ajustarse en todo lo posible a la geometría y configuración del trazo existente a fin de reducir al mínimo las afectaciones a propiedades aledañas al camino.

3.6. Distancias de Visibilidad de Parada (DVP).

En el capítulo 4, acápite 4.4.1, el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales define que es la distancia requerida por un conductor para detener su vehículo en marcha, cuando surge

una situación de peligro o percibe un objeto imprevisto adelante de su recorrido. Esta distancia se calcula para que un conductor y su vehículo por debajo del promedio, alcance a detenerse ante el peligro u obstáculo. Es la distancia de visibilidad mínima con que debe diseñarse la geometría de una carretera, cualquiera que sea su tipo.

La distancia de visibilidad de parada (DVP), tiene dos componentes, la distancia de percepción y reacción del conductor que está regida por el estado de alerta y la habilidad del conductor y se identifica como d_1 , más la distancia de frenado que se denomina d_2 .

La primera es la distancia recorrida por el vehículo desde el momento que el conductor percibe el peligro hasta que aplica el pedal del freno, y la segunda, es la distancia que se necesita para detener el vehículo después de la acción anterior. El tiempo de reacción para actuar el freno es el intervalo que ocurre desde el instante en que el conductor percibe la existencia de un objeto o peligro en la carretera adelante, hasta que el conductor logra reaccionar aplicando los frenos.

Los cuatro componentes de la reacción en respuesta a un estímulo exterior se conocen por sus iniciales PIEV, que corresponden a percepción, intelección, emoción y volición. Diversos estudios sobre el comportamiento de los conductores han permitido seleccionar un tiempo de reacción de 2.5 segundos, que se considera apropiado para situaciones complejas, por lo tanto, más adversas.

La distancia de visibilidad de parada en su primer componente, d_1 , se calcula involucrando la velocidad y el tiempo de percepción y reacción del conductor, mediante la siguiente expresión matemática:

$d_1 = 0.278 * V * t$ (metros)	<i>Ecuación (1)</i>
--------------------------------	---------------------

Siendo:

v = Velocidad inicial, kilómetros por hora

t = Tiempo de percepción y reacción, que ya se indicó es de 2.5 seg

La distancia de frenado, d_2 , se calcula por medio de la expresión que se muestra a continuación:

$d_2 = \frac{v^2}{254 \cdot f} \text{ (metros)}$	<i>Ecuación (2)</i>
--	---------------------

Siendo:

v = velocidad inicial, kilómetros por hora

f = coeficiente de fricción longitudinal entre llanta y superficie de rodamiento

El factor f no es único, es un valor experimental que decrece en proporción inversa a las velocidades y está sujeto a cambios tomando en cuenta la influencia de las siguientes variables:

- Diseño y espesor de la huella de la llanta
- Resistencia a la deformación
- Dureza del material de la huella
- Condiciones y tipos de superficies de rodamiento de las carreteras
- Condiciones meteorológicas
- Eficiencia de los frenos y del sistema de frenos del vehículo.

La investigación y la experiencia indican que el factor debe seleccionarse para reflejar las condiciones más adversas, por lo que los valores de f están referidos a pavimento húmedo, llantas en diferentes condiciones de desgaste y diferencias en las calidades de los conductores y sus vehículos.

Las velocidades promedias de ruedo, en lugar de las velocidades de diseño, son otras referencias adicionales para la escogencia de los valores apropiados para el factor f . Para tomar en cuenta el efecto de las pendientes, hay que modificar el denominador de la fórmula anterior, de la siguiente manera:

$d_2 = \frac{v^2}{254 \cdot (f \pm G)} \text{ (metros)}$	<i>Ecuación (3)</i>
--	---------------------

Siendo:

G = Porcentaje de la pendiente dividida entre 100, siendo positiva la pendiente de ascenso (+) y negativa (-) la de bajada.

Las distancias de visibilidad de parada en subida tienen menor longitud que en bajada; consecuentemente, se calculan las primeras utilizando el promedio de la velocidad de marcha o de ruedo y las del siguiente orden utilizando la velocidad de diseño.

En los casos de carreteras divididas y vías con circulación de un solo sentido, el ajuste por pendientes se aplica a las calzadas individuales. Otros criterios para seleccionar valores de diseño para este parámetro de visibilidad en carreteras de dos carriles, no toma en cuenta este ajuste y el alineamiento se diseña igual que en condiciones de terreno plano, ya que se considera que se produce un ajuste automático por las diferencias en longitud en las pendientes de subida y bajada. Es recomendable que los ajustes se hagan de acuerdo a los casos particulares y a propio juicio del diseñador.

En la siguiente se presenta un resumen de distancias de visibilidad de parada de acuerdo con la velocidad.

Tabla N°5. Distancias de visibilidad de parada en terreno plano.

Velocidad de Diseño	Velocidad de Marcha	Tiempo de Percepción y Reacción		Coefficiente de Fricción	Distancia de Frenado	Distancia de Parada para
Km/h	Km/h	Tiempo (s)	Distancia (m)	f	(m)	(m)
30	30 - 30	2.5	20.8 - 20.8	0.40	8.8 - 8.8	30 - 30
40	40 - 40	2.5	27.8 - 27.8	0.38	16.6 - 16.6	45 - 45
50	47 - 50	2.5	32.6 - 34.7	0.35	24.8 - 28.1	57 - 63
60	55 - 60	2.5	38.2 - 41.7	0.33	36.1 - 42.9	74 - 85
70	67 - 70	2.5	43.8 - 48.6	0.31	50.4 - 62.2	94 - 111
80	70 - 80	2.5	48.6 - 55.6	0.30	64.2 - 83.9	113 - 139
90	77 - 90	2.5	53.5 - 62.4	0.30	77.7 - 106.2	131 - 169
100	85 - 100	2.5	59.0 - 69.4	0.29	98.0 - 135.6	157 - 205
110	91 - 110	2.5	63.2 - 76.4	0.28	116.3 - 170.0	180 - 246

Fuente: Manual Centroamericano De Normas Para El Diseño Geométrico De Las Carreteras Regionales, (SIECA 2004), pág. 4-28.

Los parámetros que se consideraron son:

- Velocidad: 40 km/hora
- Tiempo de reacción: 2.5 segundos, este es el tiempo desde el instante que el conductor ve el objeto hasta que coloca su pie en el freno

- Distancia de reacción (estimada): 28 metros, esta es la distancia desde el instante que el conductor ve el objeto hasta que coloca su pie en el freno.
- Coeficiente de fricción: 0.38 que corresponde a superficies mojadas.
- Distancia de frenado (estimada): 16.6 metros, esta es la distancia recorrida por el vehículo durante la aplicación de los frenos.

La distancia de Visibilidad de parada que se calculó es de 45 metros, esta es la suma de la distancia de reacción (d_1), más la distancia de frenado (d_2).

3.6.1. Distancia de visibilidad de adelantamiento (DVA).

La distancia de visibilidad de rebase o adelantamiento se define como la menor distancia que necesita un vehículo para salir de su carril, adelantar a otro vehículo y volver a su carril con seguridad y comodidad; sin interferir con el vehículo adelantado o con otro que venga en sentido contrario.

La distancia de adelantamiento es la suma de las siguientes distancias:

- Distancia recorrida durante el tiempo de reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto donde el vehículo adelantador invade el carril izquierdo, d_1
- Distancia recorrida por el vehículo adelantador desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa a su carril, d_2
- Distancia entre el vehículo adelantador al terminar su maniobra y el vehículo que viene en sentido opuesto, d_3
- Distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido contrario, d_4

Tabla N°6. Distancias mínimas del diseño para carreteras rurales de dos carriles en metros.

Velocidad de Diseño	Velocidades Km/h		Distancia mínima de adelantamiento (m)
	Vehículo que es rebasado	Vehículo que rebasa	
30	29	44	220
40	36	51	285
50	44	59	345
60	51	66	410
70	59	74	480
80	65	80	540
90	73	88	605
100	79	94	670
110	85	100	730

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 134

Tabla N°7. Distancias mínimas del diseño para carreteras rurales de dos carriles en metros.

Velocidad promedio de adelantamiento (km/h)	50 – 65 56.2	66 – 80 70.0	81 – 95 84.5	96 –110 99.8
Maniobra Inicial A= aceleración promedio (km/h/s)	2.25	2.30	2.37	2.41
t ₁ = tiempo (s)	3.6	4.0	4.3	4.5
d ₁ = distancia recorrida (m)	45	65	90	110
Ocupación carril izquierdo:				
t ₂ = tiempo (s)	9.3	10.0	10.7	11.3
d ₂ = distancia recorrida (m)	145	195	250	315
Longitud Libre				
d ₃ = distancia recorrida (m)	30	55	75	90
Vehículo que se aproxima:				
d ₄ = distancia recorrida (m)	95	130	165	210
Distancia Total: d ₁ + d ₂ +d ₃ +d ₄ ,(m)	315	445	580	725

Fuente: AASHTO, A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 1994, p. 131

Los parámetros que se consideraron son:

- Velocidad de Diseño: 40 km/hora
- Velocidad del que Rebasa: 51 km/hora
- Diferencia entre Velocidad del vehículo rebasado y Velocidad del vehículo que rebasa (m): 15 km/hora
- Maniobra Inicial (a): 2.25 Km/h/s
- Tiempo de reacción (t₁): 3.6 segundos

- Distancia de reacción (estimada): 31 metros, esta es la distancia desde el instante que el conductor ve el objeto hasta que coloca su pie en el freno
- Tiempo de ocupación de carril izquierdo (t2): 9.3 segundos

La distancia preliminar de demora (d1), se calculó utilizando la siguiente ecuación:

$d1 = 0.278 t1 [(v - m + (a * \frac{t1}{2}))]$	<i>Ecuación (4)</i>
--	---------------------

Siendo:

v = velocidad promedio del vehículo de Adelantamiento, km/hora

t1 = Tiempo de maniobra inicial, segundos

a = Aceleración promedio del vehículo que efectúa el rebase, en Km/h/s

m = Diferencia de velocidad entre el vehículo que es rebasado y el que rebasa, km/hora

Para una velocidad de 40 Km/h, la distancia de demora (d1), es de 40 metros.

La Distancia de adelantamiento (d2), se calculó utilizando la siguiente ecuación:

$d2 = 0.278 v t2$	<i>Ecuación (5)</i>
-------------------	---------------------

Siendo:

v= velocidad promedio del vehículo que ejecuta el adelantamiento, km/hora

t2= Tiempo de ocupación del carril opuesto, segundos

Para una velocidad de 40 Km/h, la distancia de seguridad (d2), es de 132 metros.

La distancia de seguridad (d3), la experiencia ha demostrado que valores entre 35 y 90 metros, son aceptables para esta distancia, por tanto, una distancia de 35 metros.

La Distancia recorrida por el vehículo que viene en el carril contrario (d4), es una práctica corriente fijar esta distancia en dos tercios (2/3) de la distancia d2.

Para una velocidad de 40 Km/h, la distancia de seguridad (d4), es equivalente a 88 metros.

Por consiguiente, la Distancia de visibilidad de adelantamiento (DVA), se calculó utilizando la siguiente ecuación:

$DVA = d1 + d2 + d3 + d4$	<i>Ecuación (6)</i>
---------------------------	---------------------

La velocidad de adelantamiento queda establecida que para una velocidad de 40 Km/h, la distancia de rebase es de 295 metros.

3.7. Alineamiento Horizontal de las Carreteras.

El Manual centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de las carreteras regionales describe lo siguiente:

- La topografía condiciona muy especialmente los radios de curvatura y velocidad de proyecto
- La distancia de visibilidad debe ser tomada en cuenta en todos los casos porque con frecuencia la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad en sí
- El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible sin dejar de ser consistente con la topografía
- Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo razonable, el uso de la curvatura máxima permisible
- Debe procurarse un alineamiento uniforme que no tenga quiebres bruscos en su desarrollo, por lo que deben evitarse curvas forzadas después de tangentes largas o pasar repentinamente de tramos de curvas suaves a otros de curvas forzadas
- En terraplenes altos y largos solo son aceptables alineamientos rectos o de muy suave curvatura, para que el conductor pueda ajustar su velocidad a las condiciones prevalecientes.

- En camino abierto debe evitarse el uso de curvas compuestas, sobre todo donde sea necesario proyectar curvas forzadas. Las curvas compuestas se pueden emplear siempre y cuando la relación entre el radio mayor y el menor sea igual o menor a 1.5
- Debe evitarse el uso de curvas inversas que presenten cambios de dirección rápidos, pues dichos cambios hacen difícil al conductor mantenerse en su carril, resultando peligrosa la maniobra. Las curvas inversas pueden proyectarse con una tangente intermedia, lo cual permite que el cambio de dirección sea suave y seguro.
- Un alineamiento con curvas sucesivas en la misma dirección debe evitarse cuando existan tangentes cortas entre ellas, pero puede proporcionarse cuando las tangentes sean mayores de 500 m. Para anular la apariencia de distorsión, el alineamiento horizontal debe estar coordinado con el vertical.

3.7.1. Curvatura Horizontal y Sobre elevación.

En el diseño de curvas horizontales se deben considerar dos casos:

- Tangente seguida por curva horizontal

En esta situación, las fuerzas centrífugas actúan en contra de la operación segura de los vehículos cuando entran y circulan por la curva

- Alineamiento compuesto de tangente y curva horizontal y vertical

Gobiernan el diseño factores como el efecto de las fuerzas centrípetas y centrífugas, el movimiento lento de los vehículos pesados cuando ascienden las pendientes y las altas velocidades cuando bajan. Para dar seguridad y economía a la operación del tránsito, se han introducido factores limitantes en los métodos de diseño del alineamiento horizontal, como el radio mínimo de curva o grado máximo de curva, la tasa de sobreelevación máxima o peralte máximo, los factores de fricción y las longitudes de transición mínima cuando se pasa de una tangente a una curva.

La expresión matemática desarrollada para tomar en cuenta estos factores y la velocidad de diseño, es la siguiente:

$e + f = \frac{v^2}{127 \cdot R}$	<i>Ecuación (7)</i>
-----------------------------------	---------------------

Siendo:

e = Tasa de sobreelevación en fracción decimal

f = Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento

V = Velocidad de diseño, en kilómetros por hora.

R = Radio de curva, en metros.

3.7.2. Factor máximo de fricción lateral y tasa de sobreelevación.

El factor de fricción lateral depende principalmente de las condiciones de las llantas de los vehículos, el tipo y estado de la superficie de rodamiento y de la velocidad del vehículo, mientras que la sobreelevación o peralte depende de las condiciones climáticas, tipo de área, urbana o rural, frecuencia de vehículos de baja velocidad y las condiciones del terreno.

La AASHTO presenta factores de fricción lateral para tres tipos de carreteras, con variaciones entre 0.17 y 0.10 en función inversa de la velocidad para todo tipo de carreteras rurales y urbanas con velocidades comprendidas entre 30 y 110 kilómetros por hora, entre 0.30 y 0.16 para vías urbanas de baja velocidad, de 30 a 70 kilómetros por hora, y entre 0.33 y 0.15 para tramos de giro en intersecciones a velocidades de 20 a 70 kilómetros por hora.

La sobreelevación o peralte “ e ” siempre se necesita cuando un vehículo viaja en una curva cerrada a una velocidad determinada, para contrarrestar las fuerzas centrífugas y el efecto adverso de la fricción que se produce entre la llanta y el pavimento.

En curvas con radios de gran amplitud este efecto puede ser desestimado. De acuerdo a la experiencia se ha demostrado que una tasa de sobreelevación de 0.12 no debe ser excedida, debido al control combinado que ejercen los procesos constructivos, las dificultades para el mantenimiento y el efecto de incomodidad para el movimiento de vehículos lentos.

Donde se limite la velocidad permisible por la congestión del tránsito o el extenso desarrollo marginal a lo largo de la carretera, la tasa de sobreelevación no debe exceder entre 4 y 6 por ciento. Dado que las condiciones meteorológicas y topográficas imponen condiciones particulares en los diseños, se recomiendan para diseño los siguientes factores de sobreelevación para diferentes tipos de área donde se localicen las carreteras:

Tabla N°8. Tasas de sobreelevación

Tasa de sobreelevación "e" en %	Tipo de Área
10	Rural montañosa
8	Rural plana
6	suburbana
4	urbana

Fuente: Manual Centroamericano De Normas Para El Diseño Geométrico De Las Carreteras Regionales, (SIECA 2004), Pág 4-36

Tabla N°9. Factores de fricción lateral

Velocidad de diseño (Km/h)	Factor de Fricción máxima
30	0.17
40	0.17
50	0.16
60	0.15
70	0.14
80	0.14
90	0.13
100	0.12
110	0.11
120	0.09

Fuente: A Policy on Geometric Design of Highways and Street. (1994).

Se consideró un coeficiente de fricción (f), de 0.17 para una velocidad de 40 Km/h, la AASHTO presenta factores de fricción lateral con variaciones entre 0.17 y 0.10 en función inversa de la velocidad para tipo de carreteras rurales.

Se estableció un peralte máximo (e), del 10% porque se considera que está pendiente presenta inconveniente relacionado con la construcción, operación

y mantenimiento del tipo de camino además que esta es una pendiente conveniente que debe tener la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar el efecto de la fuerza centrífuga de los vehículos que circularán en las curvas horizontales.

3.7.3. Radios mínimos y grados máximos de curva.

Los radios mínimos son los valores límites de la curvatura para una velocidad de diseño dada, que se relacionan con la sobreelevación máxima y la máxima fricción lateral escogida para diseño. Un vehículo se sale de control en una curva, ya sea porque el peralte o sobreelevación de la curva no es suficiente para contrarrestar la velocidad, o porque la fricción lateral entre las ruedas y el pavimento es insuficiente y se produce el deslizamiento del vehículo. Un vehículo derrapa en las curvas debido a la presencia de agua o arena sobre la superficie de rodamiento.

El uso de radios más reducidos solamente puede lograrse a costas de incómodas tasas de sobreelevación o apostando a coeficientes de fricción lateral que pueden no estar garantizados por la adherencia de las llantas (calidad, grado de desgaste del grabado, presión, etc.), con la superficie de rodamiento de la carretera. Una vez establecido el máximo factor de sobreelevación (e), los radios mínimos de curvatura horizontal se pueden calcular utilizando la fórmula siguiente:

$R_{min} = \frac{v^2}{127 * (e + f)}$	Ecuación (8)
---------------------------------------	--------------

Sustituyendo:

$$R_{min} = \frac{(40)^2}{127 * (0.10 + 0.17)} = 46.66 \text{ m}$$

Siendo:

R_{mín}= Radio mínimo de curva, en metros

E= Tasa de sobreelevación en fracción decimal

F= Factor de fricción lateral, que es la fuerza de fricción dividida por la masa perpendicular al pavimento

V = Velocidad de diseño, en kilómetros por hora

Se debe tomar el radio mínimo según los siguientes criterios:

- Cuando la topografía del terreno es montañosa u ondulada.
- En las aproximaciones a los cruces de accidentes orográficos e hidrográficos.
- En intersecciones entre cambios entre sí

El Radio Mínimo (R_{\min}), calculado para una Velocidad de 40 km/h fue de 46.66 metros, se tomó el mínimo recomendado que es de 45 metros.

El grado de curva o de curvatura (G_{\max}) es el ángulo sustentado en el centro de un círculo de radio R por un arco de 100 pies o de 20 metros, según el sistema de medidas utilizado. Para países como los centroamericanos, que se rigen por el sistema métrico, se utiliza la siguiente expresión para el cálculo de D:

$G_{\max} = \frac{1145.92}{R_{\min}}$	<i>Ecuación (9)</i>
---------------------------------------	---------------------

Siendo:

R = Radio mínimo de curva, en metros

Gc= Expresado en grados, minutos y segundos

Utilizando los valores recomendados para el factor de fricción (f) y la tasa de superelevación o peralte, descritos en El Manual Centroamericano De Normas Para el Diseño Geométrico de las Carreteras Regionales, en el cuadro 4.10, pág 4-41, donde se presentan los radios mínimos y grados máximos de

curvatura para diferentes velocidades de diseño, aplicando la fórmula para $G_{\text{máx}}$.

El Grado de Curvatura ($G_{\text{máx}}$), para un Radio mínimo de 45 metros, resultante fue de 25.47, equivalente a $25^{\circ} 27' 53.6''$.

3.7.4. Pendiente transversal.

A partir de las especificaciones y recomendaciones del Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales en el capítulo 4, pág 7, sugiere la utilización de una pendiente transversal de entre 1.5 – a 3% para las carreteras de la clasificación funcional aquí contenidas; y con el propósito de evacuar eficientemente las aguas superficiales de la calzada se propone la utilización del 3% para el bombeo.

3.7.5. Pendiente longitudinal mínima.

Debido a su importancia, es necesario proveer una pendiente longitudinal del orden 0.50% a fin de asegurar en todo punto de la calzada un eficiente drenaje de las aguas superficiales.

Según las recomendaciones del SIECA 2004, para caminos clasificados como Colectoras Rurales puede adoptarse una pendiente longitudinal mínima de 0.50%.

3.7.6. Pendiente longitudinal máxima.

La escogencia de las pendientes longitudinales máximas a emplear en carreteras tiene un significativo dominio sobre la velocidad de operación de la gran mayoría de los automóviles. Tomando en cuenta estas consideraciones la norma centroamericana recomiendan la utilización de las pendientes máximas y mínima. La pendiente máxima a utilizar en el proyecto es del 10%, dado que este tramo de carretera es clasificado como ondulada.

3.7.7. Elementos geométricos de la curva horizontal.

- Puntos notables

PI = Es el punto donde se interceptan las dos tangentes horizontales.

PC= Es el punto de tangencia entre la tangente horizontal y la curva de comienzo de ésta.

PT= Es el punto de tangencia entre la tangente y la curva al final de ésta.

PM= Punto medio de la curva horizontal.

PSC= Indica un punto sobre la curva.

- Elementos geométricos de la curva circular

T= Tangente de la curva, es el segmento de recta que existe entre el PI y el PC y también entre PI y PT.

Δ = Ángulo de inflexión o de deflexión formado por las tangentes al interceptarse en el PI.

R= Es el radio de la circunferencia en la que la curva es un segmento de ésta, de ahí que la curva horizontal es una curva circular. Se calcula con la siguiente ecuación:

$Rc = \frac{T}{\tan\left(\frac{\Delta}{2}\right)}$	<i>Ecuación (10)</i>
--	----------------------

CM= Cuerda Máxima, es el segmento de recta que une el PC con el PT. Se calcula con la siguiente ecuación:

$CM = 2 * Rc * \sin\left(\frac{\Delta}{2}\right)$	<i>Ecuación (11)</i>
---	----------------------

E= Externa, distancia desde el centro de la curva al punto de inflexión. Su ecuación es la siguiente:

$E = Rc * \left(\operatorname{sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right) - 1 \right)$	<i>Ecuación (12)</i>
--	----------------------

M= Mediana, la cual es la ordenada a la curva desde el centro de la cuerda máxima. Se calcula de la forma siguiente:

$M = Rc * \left(1 - \cos \left(\frac{\Delta}{2} \right) \right)$	<i>Ecuación (13)</i>
--	----------------------

D= Es el desarrollo de la curva circular o longitud del arco de la curva, comprendido entre el PC y el PT. Se calcula con la ecuación siguiente:

$Dc = \pi * Rc * \Delta 180^\circ$	<i>Ecuación (14)</i>
------------------------------------	----------------------

3.7.8. Sobre-anchos en curvas (S).

El objeto del sobre-ancho en la curva horizontal es el de posibilitar el tránsito de vehículos con seguridad y comodidad, es necesario introducir el sobre-ancho por las siguientes razones:

- El vehículo al describir la curva ocupa un ancho mayor ya que generalmente las ruedas traseras recorren una trayectoria ubicada en el interior de la descrita por las ruedas delanteras, además el extremo lateral delantero, describe una trayectoria exterior a la del vehículo.
- La dificultad que experimentan los conductores para mantenerse en el centro de su carril debido a la menor facilidad para apreciar la posición relativa de su vehículo dentro de la curva. Esta dificultad aumenta con la velocidad, pero disminuye a medida que los radios de la curva son mayores.

Una de las expresiones empíricas más utilizadas para calcular el sobre-ancho en las curvas horizontales es la siguiente:

$Sa = n[R - (\sqrt{R^2 - L^2})] + \frac{V}{10}\sqrt{R}$	<i>Ecuación (15)</i>
---	----------------------

Siendo:

Sa = Valor sobre-ancho, metros

n = Número de carriles de la superficie de rodamiento

L = Longitud entre el eje frontal y el eje posterior del vehículo de diseño, metros

R = Radio de curvatura, metros

V = Velocidad de diseño de la carretera, kilómetros por hora

3.7.9. Longitud de Transición (LT).

No se pueden iniciar bruscamente los peraltes máximos en los PC de las curvas horizontales ni pueden terminar igualmente en los PT, por esa razón se estiman las longitudes suficientes y necesarias en las tangentes para pasar cómodamente y sin riesgos de una sección en tangente a una sección en curva o dicho en otras palabras para pasar del bombeo al peralte máximo.

Las estimaciones no se limitaron únicamente a considerar la longitud de transición del peralte, sino que también se estimaron dentro de estas longitudes las distancias necesarias para hacer la transición en la tangente desde el bombeo igual a 3% - 0%, transición del bombeo.

La longitud de transición depende de la velocidad de diseño (40 km/hora) y del ancho de la corona, porque el empate de la sección en tangente con la sección en curva se logra en los planos verticales ubicados en los bordes del camino.

Los parámetros para determinar la longitud de transición y la transición del bombeo son los siguientes

Datos de Diseño:

Velocidad de diseño, Vd: 40 km/h.

Velocidad de ruedo, Vr: 38 km/h.

Peralte máximo, emax: 0.10.

Semi-ancho de calzada, a: 3.3 metros.

Coeficiente de fricción lateral Máximo, fmax: 0.17.

Factor J: 0.007868181.

El Gradiente máximo (Gmáx), se calculó con la siguiente ecuación:

$Dmáx = \frac{145,606(emax + fmax)}{Vd^2}$	<i>Ecuación (16)</i>
--	----------------------

El grado de desplazamiento de PI (Dpi), se calculó con la siguiente ecuación:

$Dpi = \frac{145,606(emax)}{Vr^2}$	<i>Ecuación (17)</i>
------------------------------------	----------------------

El desplazamiento de PI (Hpi), se calculó con la siguiente ecuación:

$Hpi = emax \left[\frac{Vd^2}{Vr^2} \right] - emax$	<i>Ecuación (18)</i>
--	----------------------

La Pendiente de la Rama 1 y 2(S1, S2):

$S1 = \left(\frac{Hpi}{Dpi} \right)$	<i>Ecuación (19)</i>
$S2 = \frac{fmax - hpi}{Dmax - Dpi}$	<i>Ecuación (20)</i>

La media Ordenada (Mo), de la curva vertical asimétrica se obtuvo:

$M_o = \frac{D_{pi} (D_{max} - D_{pi})(S_2 - S_1)}{2(D_{max})}$	<i>Ecuación (18)</i>
---	----------------------

Para velocidades de 40 km/h, se obtuvieron los siguientes resultados:

El Gradiente máximo de curvatura:

$D_{máx} = 16.38$ equivalente a $16^\circ 22' 50.43''$.

El grado de desplazamiento de PI:

$D_{pi} = 10.08$ equivalente a $10^\circ 4' 48''$.

El desplazamiento de PI:

$H_{pi} = 0.010$.

La Pendiente de la Rama 1:

$S_1 = 0.00099$.

La Pendiente de la Rama 2:

$S_2 = 0.025$

La media Ordenada:

$M_o = 0.047$.

La expresión matemática desarrollada para tomar en cuenta estos factores y la velocidad de diseño, es la siguiente:

$e + f = \frac{V^2}{127R}$	<i>Ecuación (21)</i>
----------------------------	----------------------

Siendo:

V = Velocidad de Diseño, km/h

R = Radio mínimo, m

El cálculo del coeficiente de fricción (f), para cada uno de los radios presentados, se calculó con las siguientes ecuaciones:

$F = Mo \left(\frac{D_{\max} - D_c}{D_{\max} - D_{pi}} \right)^2 + H_{pi} + S2(D_c - D_{pi})$	<i>Ecuación (22)</i>
--	----------------------

$F = Mo \left(\frac{D_c}{D_{pi}} \right)^2 + H_{pi} + S1(D_c)$	<i>Ecuación (23)</i>
---	----------------------

Si el Grado de curvatura (Dc), de cada radio es menor al Grado de desplazamiento del PI (Dpi), se utilizó la ecuación 17, para los Dc mayores a Dpi se utilizó la ecuación 18.

El cálculo del peralte (e), para cada uno de los Radios se calculó con la siguiente ecuación:

$e = \frac{V^2}{127R} - f$	<i>Ecuación (24)</i>
----------------------------	----------------------

Siendo:

V = Velocidad de Diseño, km/h

R = Radio de cada curva, m

f = Coeficiente de fricción de cada uno de los Radios, m

Debido a que esta carretera es de dos carriles, para el cálculo de la Longitud de Transición (LT), se utilizó la siguiente ecuación:

$LT = m * a * e$	<i>Ecuación (25)</i>
------------------	----------------------

Siendo:

LT = Longitud de Transición, m

a = semi-ancho de calzada en tangente, m

e = Peralte de la curva circular en valor absoluto, m/m

m_r = Pendiente Relativa

Si el peralte es menor al 3 %, es una curva CCS (curva circular simple), según AASHTO. Por Tanto, se debe utilizar la siguiente ecuación:

$LT = b * e_D$	<i>Ecuación (26)</i>
----------------	----------------------

Siendo:

b = Bombeo o Pendiente Transversal, metro/metro.

e_D = Peralte de la curva circular en valor absoluto, m/m.

Cálculo de la transición del bombeo (N).

$N = \frac{LT * b}{e_D}$	<i>Ecuación (27)</i>
--------------------------	----------------------

Siendo:

LT: longitud de transición.

b : bombeo.

e_D : peralte de diseño

3.8. Alineamiento Vertical.

El alineamiento vertical comprende el diseño de la rasante, de la que depende la economía del proyecto. Este diseño deberá cumplir con las normas de diseño en lo que refiere a pendientes y longitudes de curva emitidas por la AASHTO 93.

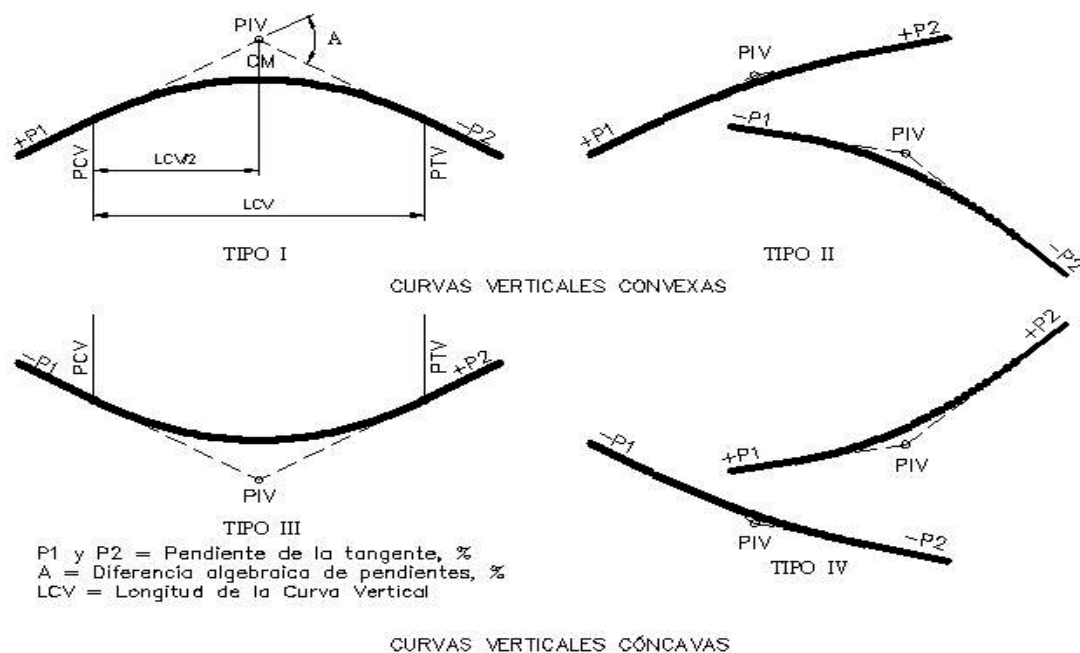
La topografía del terreno y la ubicación de la obra son factores fundamentales en el alineamiento vertical. Se compone de líneas rectas y curvas en el plano vertical, identificando las pendientes ascendientes (+) y descendientes (-), expresadas usualmente en porcentajes. Aparte de las consideraciones de estética, costos de construcción, comodidad y economía en los costos de

operación de los vehículos, siempre deben tomarse en cuenta los siguientes factores: visibilidad, composición del tránsito y relación entre la velocidad y sus engranajes de cambio en la operación del vehículo.

Las curvas verticales pueden tener su concavidad hacia arriba o hacia abajo.

Las curvas cóncavas hacia arriba se denominan curvas en cresta, y las curvas cóncavas hacia abajo se llaman Curvas en Columpio, como se muestran en la siguiente imagen:

Imagen N°4. Curvas en Cresta o Convexas.



Fuente: Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras, SIECA 2011, pág 123.

3.8.1. Cálculo de curvas verticales en cresta.

Datos conocidos del levantamiento topográfico:

- Elevación y estación del PIV
- Pendientes
- Velocidad de diseño. (Estudio del tránsito.)
-

Determinación de la Longitud de la Curva Vertical:

$L = K \cdot A$	<i>Ecuación (28)</i>
-----------------	----------------------

Si, $S < L$ (Formulada tomada de la AASHTO)

$K = \frac{S^2}{450}$	<i>Ecuación (29)</i>
-----------------------	----------------------

Siendo:

L: Longitud de la cuerda

K: Relación de curvatura vertical

A: Diferencia algebraica de las pendientes

S: Distancia de visibilidad de parada

Criterio de comodidad:

$K = \frac{L}{A} \geq \frac{V_D^2}{395}$	<i>Ecuación (30)</i>
--	----------------------

$L \geq \frac{V_D^2}{395}$	<i>Ecuación (31)</i>
----------------------------	----------------------

Dónde: A en %.

Criterio de Apariencia: $L \geq$

$K = \frac{L}{A} \geq 30 \Rightarrow L \geq 30 \cdot A$	<i>Ecuación (32)</i>
---	----------------------

Dónde: A en %.

Criterio de drenaje:

$K = \frac{L}{A} \geq 43 \Rightarrow L \geq 43 \cdot A$	<i>Ecuación (33)</i>
---	----------------------

3.8.2. Cálculo de Curvas verticales en columpio.

$$L \geq S$$

S: distancia de visibilidad de parada, m.

L: longitud de curva, m.

Δ : Diferencia algebraica.

$L = \frac{\Delta S^2}{120 + 3.5S}$	<i>Ecuación (34)</i>
-------------------------------------	----------------------

L en metros:

$K = \frac{L}{\Delta} = \frac{S^2}{120 + 3.5S}$	<i>Ecuación (35)</i>
---	----------------------

Calculando el valor de K para una velocidad 40 km/hora

$L = \frac{\Delta S^2}{120 + 3.5S}$	<i>Ecuación (36)</i>
-------------------------------------	----------------------

$K_{40} = \frac{63 \cdot 63}{120 + 3.5 \cdot 63} = 12$	<i>Ecuación (37)</i>
--	----------------------

3.9. Resultados del Alineamiento Horizontal y Vertical.

Resultados obtenidos del alineamiento Horizontal: En los 5 kilómetros, se trazaron 26 curvas horizontales, cuyas características se detallan en la tabla N° 10.

Resultados obtenidos del alineamiento Vertical: Se proyectaron 11 PIV (Punto de Intersección Alineamiento Vertical) en los cuales se trazaron 9 curvas verticales, de las cuales 4 son en columpio y 5 en cresta. (Ver en tabla N° 11).

Tabla N° 10. Resultados de Curvas Horizontales

N° Curva	Radio	Longitud de Desarrollo	Lc	Angulo Delta	Exter	PI	PC	PT	LT	Grado de curvatura	Sa
1	200	25.12	25.136	07°12'04"	0.396	0+090.71	0+079.12	0+104.26	12.59	8°35'40"	2
2	122.84	65.254	66.058	31°12'12"	4.644	0+170.32	0+136.82	0+203.34	34.1	14°5'21"	2.2
3	130.839	43.596	43.8	19°10'50"	1.854	0+273.28	0+251.18	0+294.98	22.1	13°8'14.28"	2.4
4	59.049	55.395	57.658	55°56'45"	7.811	0+367.51	0+336.14	0+393.80	31.37	29°6'33"	3.4
5	114.122	51.143	51.581	74°09'22"	2.97	0+450.23	0+423.99	0+475.57	26.24	15°3'42.12"	2.6
6	164.985	74.298	74.941	26°01'31"	4.348	0+754.29	0+716.16	0+791.10	38.13	10°25'6.24"	2.2
7	104.048	53.395	54.522	30°01'25"	3.676	0+871.22	0+843.31	0+897.84	26.62	16°31'12"	2.6
8	274.193	150.342	152.292	31°49'23"	10.92	0+158.42	1+080.25	1+123.55	78.71	6°16'8"	2
9	193.544	45.387	45.492	13°28'02"	1.344	1+299.12	1+276.27	1+321.76	22.85	8°52'52"	2.2
10	170.037	74.93	75.55	25°27'27"	4.284	1+492.26	1+453.86	1+529.41	38.4	10°6'32"	2.2
11	59.049	2.746	2.746	2°39'53"	0.016	1+618.88	1+617.50	1+620.25	1.38	29°6'33"	3.4
12	2732.835	208.367	208.418	4°22'11"	1.987	1+782.29	1+678.03	1+886.45	104.26	0°31'44.4."	1.4
13	116.471	117.726	123.42	60°42'51"	18.5	2+126.71	2+058.49	2+181.91	67.61	14°45'29"	2.4
14	67.75	52.499	53.91	45°35'30"	5.74	2+298.19	2+269.72	2+323.63	28.99	25°22'15"	3.2
15	448.19	112.003	112.297	74°09'22"	3.54	2+494.67	2+438.22	2+550.52	56.45	3°50'6.36"	1.8
16	695.024	101.596	101.686	8°22'55"	1.864	2+711.95	2+661.02	2+762.70	50.93	2°28'23.16"	1.6
17	322.553	58.726	58.807	10°26'46"	1.345	2+928.86	2+899.38	2+958.19	29.86	5°19'44.4"	1.8
18	351.2	36.131	36.147	5°53'50"	0.466	3+076.76	3+079.76	3+115.90	18.09	4°53'39.48"	1.8
19	128.587	74.136	75.203	33°30'32"	5.7	3+276.87	3+201.67	3+240.38	38.71	13°22'3"	2.4
20	105.154	117.548	124.733	67°57'49"	21.65	3+443.20	3+372.32	3+497.06	70.88	16°20'46.32"	2.6
21	72.886	69.145	72.042	56°37'57"	9.9	3+570.36	3+531.09	3+603.13	39.3	23°34'59"	3
22	865.48	122.903	123.006	8°08'35"	2.19	3+806.48	3+744.87	3+867.87	61.61	1°59'10"	1.6
23	55.281	68.951	74.451	77°09'54"	15.43	4+323.36	4+279.26	4+279.26	44.1	31°5'36.24"	3.4
24	101.304	109.672	115.888	65°32'40"	19.17	4+453.56	4+338.344	4+504.23	65.22	16°58'3"	2.6
25	63.582	63.876	66.923	60°18'13"	9.95	4+695.41	4+658.47	4+725.40	648.52	27°2'2.4"	3.2
26	272.912	191.847	196.034	41°09'21"	10.78	4+879.15	4+776.69	4+972.72	102.46	6°17'54"	2

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Tabla N°11. Resultados de curvas verticales

Punto de Inflección	Estación	Elevación	Tipo de Curva	Pendientes %		Diferencia de Pendientes	Longitud de Curva	Valor de K	PCV	PIV	PTV
				Entrada P1	Salida P2						
PVI 1	0+000.00m	1006.000m			9.30%						
PVI 2	0+820.19m	1082.291m	Crest	9.30%	-2.21%	11.51%	297.038m	25.81	0+671.73	0+820.48	0+969.23
PVI 3	2+002.18m	1056.206m	Sag	-2.21%	10.00%	12.20%	269.734m	22.105	1+832.52	2+001.80	2+171.08
PVI 4	2+392.03m	1095.173m	Crest	10.00%	1.08%	8.92%	247.410m	27.744	2+277.93	2+388.62	2+499.31
PVI 5	3+041.08m	1102.171m	Sag	1.08%	2.17%	1.09%	182.264m	166.887	2+853.62	2+894.14	2+934.67
PVI 6	3+425.47m	1110.513m	Crest	2.17%	-1.63%	3.80%	171.989m	45.245	3+347.58	3+426.66	3+505.74
PVI 7	3+651.06m	1106.833m	Sag	-1.63%	9.00%	10.63%	95.681m	9	3+603.45	3+641.03	3+698.66
PVI 8	3+794.33m	1119.728m	Crest	9.00%	6.59%	2.41%	114.110m	47.289	3+737.28	3+794.33	3+851.39
PVI 9	4+234.11m	1148.697m	Sag	6.59%	10.08%	3.49%	197.854m	56.655	4+144.53	4+234.11	4+323.70
PVI 10	4+632.61m	1188.863m	Crest	10.08%	8.41%	1.67%	224.947m	134.618	4+614.21	4+706.82	4+799.43
PVI 11	4+999.81m	1219.738m		8.41%							

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Capítulo IV:

Estudio de

Suelo



4.1. Introducción.

Conocer las características físicas y mecánicas del suelo y su composición estratigráfica es la base para determinar la resistencia del terreno sobre el que se edificará la vía y el espesor de las capas del pavimento.

Para conocer estas propiedades se necesita un muestreo amplio que abarque el tramo del proyecto, además de localizar los bancos de materiales para préstamo.

En esta etapa nos auxiliamos con los estudios facilitados por la alcaldía de San Juan de Limay, elaborado por la empresa EDICRO S.A.

4.1.1. Suelos.

El suelo se define como un agregado natural de granos minerales, con o sin componentes orgánicos que pueden separarse por medios mecánicos comunes, este representa todo tipo de material terroso, desde un relleno de desperdicio, hasta areniscas parcialmente.

4.1.2. Clasificación de los suelos.

La clasificación se realiza basada en el tamaño del grano, en la plasticidad y en base a su comportamiento, estos son:

- Suelos granulares: Son aquellos que tienen 35% o menos del material fino que pasa el tamiz No.200
- Suelos finos limo arcillosos: Contienen más del 35% del material fino que pasa el tamiz No 200
- El suelo turba, se compone principalmente de materia orgánica y cuya compresibilidad es enorme

Para la selección de los materiales, especificaciones de construcción y control de calidad, es necesario estimar las características de las propiedades físicas y mecánicas, estas propiedades de los suelos constituyen la sub-rasante, por lo tanto, son las variables más importantes a considerar al momento de diseñar una estructura de pavimento.

En la actualidad los sistemas más utilizados para la clasificación de los suelos de estudio para diseño de pavimentos de carreteras y aeropistas son AASHTO y SUCS. A continuación, se presenta una correlación de los dos sistemas de clasificación más usados:

Tabla N°12. Correlación de tipos de suelos AASHTO-SUCS.

Clasificación de suelos	Clasificación de suelos
AASHTO M-145	SUCS ASTM D-2487
A-1-a	GW,GP,GM,SW,SP,SM
A-1-b	GM,GP,SM,SP
A-2	GM,GC,SM,SC
A-3	SP
A-4	CL,ML
A-5	ML,MH,CH
A-6	CL,CH
A-7	OH,MH,CH

Fuente: US Army corps of Engineers.

4.2.2. Pruebas de Laboratorio.

Para determinar las propiedades de cada suelo muestreado, es necesario efectuar varias pruebas, las que se detallan a continuación:

Análisis Granulométrico: Es una prueba para determinar cuantitativamente la distribución de los diferentes tamaños de partículas del suelo.

Límite Líquido (LL): Es el mayor contenido de humedad que puede tener un suelo sin pasar del estado plástico al líquido. El Límite líquido, de un suelo plástico, indica el contenido de agua para el suelo, que tiene una cierta consistencia, con una resistencia al corte de 2.5 g/cm².

Límite Plástico (LP): Es el límite de estado y el semisólido de un suelo.

Índice de plasticidad (IP): Es la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, y el grado de contenido de humedad en el cual el suelo permanece en estado plástico antes de cambiar el estado líquido.

Proctor Estándar: Consiste en compactar el suelo en tres capas dentro de un molde de dimensiones y forma determinadas, a cada capa se le compacta con 25 golpes por medio de un pistón, que se deja caer libremente desde una altura específica. Con los ensayos se pretende determinar cuál es la humedad que se requiere para conseguir con una energía de compactación la densidad seca máxima que puede tener dicho terreno.

Determinación de la resistencia de los Suelos (CBR): El indicador más empleado para determinar la capacidad portante de un suelo es el Índice CBR (Relación California de Soporte) AASHTO T-193 (ASTM D-1883), para caracterizar el valor soporte de los suelos como material de fundación de carreteras o para ser utilizados como material de sub-base o base. CBR es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, bajo condiciones de densidad y humedad cuidadosamente controladas y se expresa en porcentaje como la razón de la carga unitaria que se requiere para introducir un pistón dentro del suelo, a la carga unitaria requerida para introducir el mismo pistón a la misma profundidad en una muestra patrón (piedra partida). La expresión que define al CBR, es la siguiente:

$CBR = \left(\frac{\text{Carga Unitaria del Ensayo}}{\text{Carga Unitaria del Patrón}} \right) * 100(\%)$	<i>Ecuación (38)</i>
--	----------------------

Fuente: Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos, (MTI,2008).

4.2. Metodología.

La ejecución del estudio de suelos comprende una investigación de campo a lo largo del tramo de 5 kilómetros; mediante la ejecución de prospecciones de exploración, se observaron las características del terreno de fundación, para luego obtener muestras representativas y en cantidades suficientes para ser sometidas a ensayos de laboratorio.

En este capítulo se detallarán los procedimientos llevados a cabo para la ejecución de este estudio, así como los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio practicados sobre las muestras del suelo.

Se realizó un análisis del suelo, con el objetivo de conocer sus características físicas – mecánicas y condiciones de soporte, de esta manera se establecerán los parámetros básicos necesarios para el diseño de la estructura.

Seguidamente estas muestras fueron analizadas en laboratorio para determinar sus propiedades.

4.2.1. Sondeos manuales sobre la línea.

Para realizar la presente exploración geotécnica, se efectuaron cincuenta y un (51) perforaciones manuales separadas 100 metros una de otra, ubicados alternamente en la banda izquierda, derecha y centro de la sección de la carretera, con profundidades de 1.50 metros. (Ver en anexo, tablas N°65, pág, I-VII).

El muestreo de los 51 sondeos se realizó con pala posteadora y barra, clasificándose el material en el sitio visualmente y al tacto, obteniéndose de esta manera un total de ciento uno (100) muestras típicas las que fueron trasladadas al laboratorio para su clasificación definitiva, formándose grupos afines de suelos con los que se realizaron igual número de ensayos de penetración (CBR), necesarios para el diseño. A las muestras recopiladas se le realizaron los siguientes ensayos:

Tabla N°13. Ensayos realizados a muestras recopiladas.

No de Prueba	Tipo de Prueba	Normas de Ensayo
1	Análisis Granulométrico.	ASTM-D422 o AASHTO T-88
2	Limite Líquido.	ASTM-D423 o AASHTO T-89
3	Limite Plástico e Índice de Plasticidad.	ASTM-D424 o AASHTO T-90
4	Clasificación HRB Y S.U.C.S.	ASTM-D3282 o AASHTO T-145
5	Proctor Estándar	ASTM-D698 o AASHTO T-99
6	CBR	ASTM-D1883 o AASHTO T-193

Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

A lo largo de la vía, desde la superficie del terreno hasta aproximadamente 0.25 metros de profundidad, las clasificaciones del suelo corresponden a estratos intercalados, de grava limo arenoso, baja plasticidad, color café claro,

mezclado con fragmentos pétreos, que tienen clasificación A-2-4 (0), estos suelos tienen límite líquido que varía de 32 a 34% e índice plástico de 8.1 a 10.1%, sus partículas pasan de 50.6 a 52.2% por el tamiz #4 y de 20.6 a 21.8% por el tamiz #200. Posteriormente a los 0.25 metros de profundidad, subyacen estratos limo arcillo arenosos, de baja compresibilidad, color café, con límite líquido que varía de 42.6 a 44.2%, e índice plástico de 17 a 23.7%, correspondiendo su clasificación a un A-7-6(6). Sus partículas pasan de 66 a 70.1% por el tamiz #4 y de 12.1 a 18.9 % por el tamiz #200.

También subyacen estratos intercalados de textura arcillo arenosa, de mediana plasticidad, color café, que tiene clasificación A-7-5(9) IG=8 y 10. Presentando un límite líquido que varía de 43.2 a 44.8%; e índice plástico de 17.6 a 19.3%. Sus partículas pasan de 43.2 a 44.9% por el tamiz #4 y de 17.6 a 19.2 % por el tamiz #200. Con la clasificación de suelos descrita en la matriz de ensayo se formaron grupos con clasificaciones afines para realizarles muestras compactadas al 95%, Proctor Estándar y ensayos de penetración CBR.

En el caso de los ensayos CBR (AASHTO T-193), previa clasificación de los suelos típicos, se realizaron con una frecuencia de 500 m. El criterio de la agrupación de los suelos para los ensayos de CBR, fue el de formar grupos con suelos similares que tengan igual clasificación HRB. Los resultados de los ensayos de CBR con 0.2" de penetración fueron en general similares o un poco mayor que con los obtenidos con 0.1" de penetración del pistón.

Tabla N°14. Resultados obtenidos de CBR.

Muestra Nº	Estacion	Profundidad en cm	LL	IP	Clasificación	CBR% 95%	MR por Correlación (psi)
					H.R.B		
1	0+000	0 - 25 cm	44.9	19.9	A-7-5(9)	7.6	7,950
2		25 -150 cm					
1	0+500	0 - 25 cm	43.9	18.2	A-7-5(9)	6.9	7,650
2		25 -150 cm					
1	1+000	0 - 25 cm	44.3	18.5	A-7-5(8)	7.1	7,650
2		25 -150 cm					
1	1+500	0 - 25 cm	44	18.6	A-7-5(8)	7.1	7,950
2		25 -150 cm					
1	2+000	0 - 25 cm	42.8	17.0	A-7-5(9)	6.9	8,700
2		25 -150 cm					
1	2+500	0 - 25 cm	44.1	18.3	A-7-5(9)	7.1	7,950
2		25 -150 cm					
1	3+000	0 - 25 cm	42.8	17.0	A-7-5(9)	7.1	9,650
2		25 -150 cm					
1	3+500	0 - 25 cm	44.1	18.3	A-7-5 (9)	7.6	8,700
2		25 -150 cm					
1	4+000	0 - 25 cm	44.9	19.3	A-7-5(9)	7.6	7,950
2		25 -150 cm					
1	4+500	0 - 25 cm	42.8	17.2	A-7-5 (9)	8.1	8,700
2		25 -150 cm					
1	5+000	0 - 25 cm	44.8	19.2	A-7-5(9)	8.1	8,700
2		25 -150 cm					

Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

4.2.2. Estratigrafía del terreno.

En base a los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio, se realizó un perfil estratigráfico para detallar los tipos de suelos y su profundidad. Actualmente desde la superficie hasta 0.25 m tenemos la carpeta de rodamiento conformada por materiales clasificados como A-2-4(0), a partir de los 0.25 m de profundidad hasta 1.50 m se encontraron suelos con clasificación A-7-6(6).

Se consideró tomar la línea de la sub-Rasante en el terreno por debajo de los 0.30 simbolizado con una línea roja. (Ver en anexos del gráfico N° 8-17 al, pág VIII-XVII).

4.2.3. Sondeos de los bancos de materiales.

Dentro de este proceso de exploración de búsqueda de bancos de materiales, se encontraron dos, con propiedades óptimas para utilizarse como material de banco de Préstamo, donde se deberá de utilizar energía mecánica para su explotación y utilización.

Tabla N° 15. Bancos de Materiales propuestos a utilizar en el desarrollo del proyecto.

Banco	Nombre del Banco	Ubicación	Coordenadas	Dueño	Volumen Aprox.
N° 1	La Laguna	A 2Km del final del proyecto	X: 553,449	Marvin Blandón	830,000.00 m3
			Y: 1,464,092		
N°2	Agua Zarca	Est 1+700	X: 547,308	Roberto Carrasco	900,000.00 m3
			Y: 1,462,456		

Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y obras, EDICRO S.A.

Los resultados de campo corresponden a la realización de muestreos en los bancos de materiales, necesarios para la etapa de construcción del proyecto, una vez tomadas las muestras de los bancos de materiales, éstas fueron resguardadas y llevadas al laboratorio en donde se analizaron de acuerdo con los métodos siguientes:

Tabla N° 16. Pruebas de Laboratorio.

No.	Prueba	Normativa/Ensayo
1	Pozos a cielo abierto de 1.5x1.5x3m	ASTM-D420 o AASHTO T-86
2	Análisis Granulométrico	ASTM-D422 o AASHTO T-88
3	Límite Líquido	ASTM-D423 o AASHTO T-89
4	Límite plástico e Índice de plasticidad	ASTM-D424 o AASHTO T-90
5	Proctor Estándar	ASTM-D698 o AASHTO T-99
6	Peso volumétrico suelto y varillado	ASTM C-29 o AASHTO T-19
7	CBR	ASTM-D1883 o AASHTO T-193
8	Intemperismo Acelerado	ASTM C-88 o AASHTO T-104
9	Desgaste de los Ángeles	ASTM C-131 o AASHTO T-96
10	Clasificación HRB Y SUCS	ASTM D-3282 o AASHTO T-145
11	Proctor Modificado	ASTM D-1557 o AASHTO T-180
12	Humedad Natural	ASTM D-2216
13	Absorción	ASTM C-45 o AASHTO T-25

Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y obras, EDICRO S.A.

4.2.4. Resultados en bancos de préstamo.

A continuación, se describen las propiedades físicas-mecánicas de los bancos estudiados.

Banco N°1 La Laguna.

Este se encuentra en estado activo en el proceso de la explotación. Este banco cuenta con un área total de 10,001.355 m², cuenta con una topografía irregular y mayormente con depresiones, donde las elevaciones mayores oscilan en los 940 msnm y las menores en 890 msnm.

La explotación de este banco es clasificada como cielo abierto, la beta madre del material oscila en un estrato mayor a los 50 m, después del nivel existente, este cuenta con una capa de 10 cm aproximadamente de material orgánico (Descapote), equivalente a un volumen de 6,300.00 m³, se considera una altura

de banco de explotación de 60 m, de esto obtenemos un volumen de 830,000.00 m³ aproximadamente donde este banco fácilmente abastecerá los volúmenes propuestos para la construcción de esta carretera.

A través de los ensayos de laboratorio, obtuvimos que el material corresponde a una grava limo arenosa, color café, mezclado con fragmentos de material pétreo, su clasificación H.R.B. es A-2-6 (0), tiene límite líquido de 35% e índice plástico de 11%, y sus partículas pasan 92% el tamiz de 1 1/2", 37.5% el tamiz #3/8", 23% por el tamiz #4 y 10.2% el tamiz #200.

EL CBR practicado en muestras compactadas al 90, 95 y 100% próctor modificado es de 40.3%; 55.3% y 71.4% respectivamente. El peso volumétrico seco máximo es de 2,055 kg/m³ y su humedad óptima es de 9.6%. En el ensaye de Intemperismo acelerado con sulfato de sodio se obtuvo un valor de 9%. El ensaye de desgaste los ángeles arroja un valor de 16%.

Banco N° 2 Agua Zarca.

Este banco cuenta con un área total de 12,416.899 m², topografía irregular y mayormente con depresiones, donde las elevaciones mayores oscilan en los 430 msnm y las menores en 390 msnm.

La explotación de este banco es clasificada como cielo abierto, la beta madre del material oscila en un estrato mayor a los 20 m, después del nivel existente, este cuenta con una capa de 15 cm aproximadamente de material orgánico (Descapote), equivalente a un volumen de 2,200.00 m³, analizándolo de manera general, ahora para este banco se asume una altura de banco de explotación de 75 m, de esto obtenemos un volumen de 900,000.00 m³ aproximadamente.

De acuerdo a los resultados obtenidos a través de los ensayos de laboratorio, el material corresponde a una grava limo arenosa, color café, mezclada con fragmentos de material pétreo, su clasificación H.R.B. es A-1-a (0), tiene características de compacidad no-plásticas, y sus partículas pasan 93% el

tamiz de 1 1/2", 35.6% el tamiz #3/8", 24.5% por el tamiz #4 y 11.6% el tamiz #200.

El CBR practicado en muestras compactadas al 90, 95 y 100% Proctor modificado es de 42.6%; 61.1% y 84.1% respectivamente. El peso volumétrico seco máximo es de 2,032 kg/m³ y su humedad óptima es de 10.2%. El ensaye de Intemperismo acelerado con sulfato de sodio se obtiene un valor de 7.8% y el ensaye de desgaste los ángeles tiene un valor de 16%.

Tabla N°17. Granulometría y Clasificación de Bancos de Materiales.

No. Del Banco	% que pasa por tamiz									L.L. (%)	I.P. (%)	CLASIF. AASHTO	CLASIF. SUCS
	2"	1½"	1"	¾"	3/8"	#4	#10	#40	#200				
Nº 1	100.0	92.4	68.1	56.1	37.5	23.0	20.0	13.9	10.2	35.0	11.1	A-2-6 (o)	IG
Nº 2	100.0	93.1	66.7	55.7	35.6	24.5	21.9	16.0	11.6	0	0	A-1-a (o)	IG

Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y obras, EDICRO S.A.

Tabla N°18. Propiedades físico- mecánicas de los bancos de materiales.

BANCO N°	P.V.S.S. (kg/m ³)	P.V.S. Max. (Kg/m ³)	Humedad Optima (%)	Volumen Explotable (m ³)	CBR		
					90%	95%	100%
Nº1	1710	2,055	9.6	830,000.00 m ³	40.3	55.3	71.4
Nº2	1850	2,032	10.2	900,000.00 m ³	42.6	61.1	84.1

Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y obras, EDICRO S.A.

4.2.5. Análisis de explotación de los bancos.

Es necesario ver si los bancos se ajustan a las condiciones mínimas de granulometría y resistencia (CBR), establecidas en la sección II del Artículo– 1003.23 de la NIC – 2000, en donde se plantean los requisitos que debe cumplir un material utilizado como base y sub-base, después de colocado y compactado.

El material de sub-base deberá ser seleccionado y tener mayor valor de soporte (C.B.R) que el material de sub-rasante y su espesor será variable según las condiciones de este.

La NIC - 2000 establece en la página número 530 que el valor obtenido del CBR al 95% debe cumplir con un mínimo del 40% para poder ser utilizado como fuente de material para la capa sub-base; por tanto, el banco de préstamo La Laguna que tiene un CBR de 55.3% y el banco Agua Zarca con un CBR de 61.1%, pueden ser utilizados como material para la capa sub-base. (Ver en anexo tabla N°66, pág. XVIII).

En este caso se decidió utilizar el banco de préstamo N°1 La Laguna como material de sub-base, ya que cumple con las especificaciones de la NIC - 2000 descritas anteriormente.

Para el material de base, la NIC - 2000 establece en la página número 531 que el valor mínimo obtenido del CBR al 95% debe ser de 80%; de acuerdo con este criterio, los bancos de préstamo propuestos no cumplen con estas especificaciones. (Ver anexo tabla N°67, pág. XVII).

Tomando en cuenta que ninguno de los bancos cumple con los requisitos para utilizarse como base, se tomó el banco N°2 Agua Zarca, el cual se debe de estabilizar haciendo las dosificaciones de mezclas correspondientes.

4.2.6. Dosificaciones de mezcla.

Con los resultados obtenidos a través de los ensayos de laboratorio, y tomando en consideración la relación de finos del material del banco de préstamo N°2 Agua Zarca, se procedió a aplicar los requisitos establecidos por la NIC – 2000 que describe lo siguiente: después del tratamiento, el material deberá tener una resistencia última a la compresión de, por lo menos, 1800 KN/m², medida después de 7 días de curado y 7 días de saturación en el sitio, con mezcla compactada al 95% de AASHTO modificada (AASHTO T 180) y el material tratado deberá tener un índice de plasticidad menor de 6 y un módulo de plasticidad menor de 250.

Siguiendo los parámetros establecidos por la NIC – 2000 se fabricaron especímenes con diferentes proporciones de cemento, compactados al 95% próctor estándar, concluyéndose que los suelos encontrados en el banco de material, se debe estabilizar agregándole cemento portland al 5%, este

mejoramiento con cemento, muestra una resistencia a la compresión simple, a los 7, 14 y 21 días de edad, la cual se muestra en la tabla siguiente:

Tabla N°19. Dosificaciones de la mezcla de suelo/cemento.

Banco de materiales	PVSS (kg/m³).	Dosificación al 5% (Sacos/cemento)	Resultado de ensayos a la compresión simple, a los 7, 14 y 21 días de edad (Kg/cm²)	Resultado de ensayos a la compresión simple, a los 7, 14 y 21 días de
La Laguna	1710	2.01	24.3	2383.016
			26.9	2637.989
			33.2	3255.808

Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y obras, EDICRO S.A.

Capítulo V:

Estudio de

Tránsito



5.1. Introducción.

El estudio de tránsito es uno de los parámetros fundamentales para el diseño de pavimentos, por consiguiente, al realizar los análisis del tránsito, nos permite conocer el volumen y composición vehicular, por medio de un aforo vehicular por una semana, ubicados en el tramo a estudiar, los cuales darán como resultado, el peso y la cantidad de ejes equivalentes que harán efecto negativo sobre la estructura de pavimento.

En este capítulo se dan a conocer los datos que se necesitarán para tránsito, con el fin de realizar el diseño de pavimento articulado. Toda esta información permitirá determinar el espesor de pavimento que se requiere para soportar las cargas que producirán dicho tránsito, considerando el periodo de diseño propuesto.

Las normas de diseño implementadas fueron obtenidas en el Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales (Normas SIECA, 2da Edición 2004), la Guía de Diseño Geométrico de la AASHTO (A Policy On Geometric Design of Highways and Streets, Quinta Edición 2004).

5.1.1. Tránsito.

El tránsito es uno de los factores más importantes que afectan el comportamiento de un pavimento, por consiguiente, es necesario conocer el número y tipo de vehículos que circulan por una vía por medio de aforos (conteos vehiculares), ubicados en el tramo a estudiar para determinar los efectos que las cargas de estos vehículos causen a los pavimentos. En el Método AASHTO, los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. El estudio de tránsito se divide en las siguientes tres etapas:

Recopilación de Datos: Es obtener la información necesaria que nos permitirá medir el volumen de tráfico que transita durante un período de tiempo equivalente a 12 horas a través de un aforo vehicular.

Clasificación de vehículos: Se basa en una etapa de trabajo de gabinete en la cual se aplicaron los diferentes métodos para obtener los mejores resultados, basándonos en el Anuario de Aforos de Tráfico 2017 del Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI).

Procesamiento de Datos: En este proceso se usó los criterios para comprender de una mejor manera los resultados obtenidos.

5.1.2. Aforo Vehicular.

Aforar es conocer la cantidad y tipos de vehículos que circulan en un lugar y en un tiempo determinado. Los volúmenes de tránsitos siempre estarán referidos a una unidad de tiempo que pueden ser minutos, horas, días, semanas y años.

5.1.3. Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA).

Es la cantidad de vehículos que pasa por una sección determinada a lo largo del año dividido entre el número de días del año.

5.2. Metodología.

En este capítulo se realizó la proyección del tráfico actual de la vía, obtenido mediante un aforo vehicular.

5.2.1. Recopilación de Datos.

Para determinar de forma precisa el comportamiento vehicular del tramo en estudio, se realizó el aforo manual en un período de siete días iniciando el día lunes 18 de marzo del año 2019 y finalizando el día domingo 24 de marzo del mismo año, realizando un conteo de doce horas diarias (6:00 am – 6:00 pm), en los cuales se determinaron el tránsito promedio diurno, tipos de vehículos, número y peso de los ejes. Los Conteos de Corta Duración (ECD) se aplican a un conjunto de estaciones donde los flujos reportados son mayores de 300 TPDA caso al que corresponde la estación N° 3806 San Juan de Limay – Paso Hondo. Para estimar el TPDA se aplicarán los factores de ajuste correspondientes de los valores de volúmenes de tráfico encontrados en la

Estación de Mayor Cobertura N° 200 Entrada al INCAE – El Crucero (EMC), clasificación que se hace de acuerdo al Anuario de Aforos de Tráficos 2017.

Se eligió la ubicación de la estación de control, con la finalidad de determinar el volumen vehicular en un punto específico de la vía. La estación de conteo se ubicó en dos lugares estratégicos y seguros, que permitió captar el tráfico del tramo en estudio. Ubicada al inicio de la vía en el empalme Tranqueras, en la estación 0+000 y al final del tramo en la comunidad Loma - Atravesada, en la estación 5+000.

Tabla N°20. Datos Generales de Aforo Vehicular.

Tramo de 5 Kilómetros Tranquera-Lomas Atravesadas	
Estación	0+000 y 5+000
Horas	12 horas (6:00 am – 6:00 pm)
Sentido	Ambos Sentidos
Duración	7 días
Inicio de Aforo	Lunes 18 de Marzo de 2019
Final de Aforo	Domingo 24 de Marzo de 2019

Fuente:Elaboración propia (2019).

5.2.2. Volumen y Clasificación de vehículos.

Según el Anuario de Aforos de Tráfico 2017 en la página número 33, la hoja de clasificación vehicular utilizada en el campo está compuesta por 17 tipos de vehículos, tomando en cuenta las características de los vehículos, ya que difieren unos de otros, actualmente en nuestro país hay gran variedad de vehículo, sirviendo como una guía general para el análisis de los diferentes vehículos que circulan por la vía, mostrado en anexo imagen N°7, pág. XIX-XX.

5.2.3. Resultados de los aforos de tránsito.

Realizadas las actividades de campo se procedió a revisar cada hoja y totalizar, haciendo la debida digitalización en una hoja de cálculo en Excel que

se utilizó como base de datos primaria, esta hoja será utilizada en el proceso del cálculo del TPDA, (Ver anexos tabla N°68, pág XXI).

5.2.4. Determinación del Tránsito Promedio Diurno (TPDS).

Según el Manual para la Revisión de Estudio de Tránsito, el TPDS es el número de vehículos que circulan en una semana completa dividido entre 7 días, como se muestra en la siguiente ecuación:

$TPDS_{12Hrs} = \frac{Total\ Diurno}{N}$	Ecuación (39)
--	---------------

Siendo:

$TPDS_{12Hrs}$ = Tránsito Promedio Diurno Semanal (12 Horas).

N = Total, de días de aforo (7 días).

Tabla N°21. Tráfico Promedio Diurno Semanal de 12 Horas.

Días	Vehiculos Livianos					Vehiculos de pasajeros			Vehiculo de Carga				Equipos pesados		Total
	Bici	Moto	Jeep	Auto	Cmta	Mbus	Mbus>15	Bus	Cliv	C2	C3	Txsx<=5	Construcción	Otros(Remolques o Trailers)	
Lunes	12	134	10	2	82	0	0	26	2	32	0	0	4	0	292
Martes	9	153	18	12	117	2	6	25	0	39	14	0	0	0	386
Miércoles	6	164	13	10	121	0	4	23	0	35	4	2	6	4	386
Jueves	18	125	7	4	108	0	3	20	0	21	7	0	0	0	295
Viernes	19	241	8	5	153	0	0	28	1	28	0	0	2	0	466
Sábado	13	58	6	4	56	0	0	26	1	26	0	0	0	0	177
Domingo	34	186	10	8	158	0	0	0	0	0	0	0	0	0	362
Total Diurno	111	1061	72	45	795	2	13	148	4	181	25	2	12	4	2364
TPDS 12 HORAS	16	152	10	6	114	0	2	21	1	26	4	0	2	1	338

Fuente: Elaboración Propia (2019).

En la tabla N°21 se describe el consolidado del conteo vehicular efectuado durante (7 días), así mismo se puede estimar el comportamiento del tránsito promedio diurno en cada una de las clasificaciones de vehículos, obtenido de la división del total diurno entre el número de días (7), lo que permite realizar el cálculo correspondiente al tráfico promedio diurno semanal (TPDS) equivalente a 338 vehículos por día.

5.2.5. Cálculo del Tránsito Promedio Anual (TPDA).

En el Anuario de aforo de Tráfico 2017 del MTI en la página 41, se presentan las Estaciones de Mayor Cobertura (EMC) que están asociadas con los diferentes caminos o carreteras de menor jerarquía. Para obtener el TPDA fue necesario usar factores de ajustes diarios.

Para expandir el TPDS a TPDA, se identificó la Estación de Corta Duración N°3806 (ECD San Juan de Limay-Paso Hondo) al tramo de estudio y su dependencia la estación N°200 (EMC - 200) Entrada al INCAE - El Crucero, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla N°22. Dependencia de estaciones EMC 200 (Entrada el INCAE-EI Crucero).



MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA
DIVISION GENERAL DE PLANIFICACION
DIVISION ADMINISTRACION VIAL
OFICINA DE DIAGNOSTICO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS

DEPENDENCIA DE ESTACIONES 2017

ESTACION DE MAYOR COBERTURA	NIC	Nº ESTACION	TIPO	Pkm	NOMBRE DEL TRAMO
200 Entrada al INCAE - El Crucero	NIC-4B	432	ECD		Rtda.Nindiri - Rtda. Coyotepe (circunvalación)
	NIC-8	802	ECD	45.5	El Salto - San Rafael del Sur
	NIC-10	1001	ECD	35.0	Emp. Santa Rita - Emp. Villa El Carmen
	NIC-12A	1200	ECD	17.7	Semáforos Auto Hotel Nejapa - Emp. Santa Rita
	NIC-21B	2115	ECS	335.0	Siuna - Emp. Alamikamba
	NIC-28	2802	ECD	7.5	Las Piedrecitas - Cuesta Héroes y Mártires
	NIC-28	2810	ECD	11.2	Cuesta Héroes y Mártires - Ent. a Ciudad Sandino
	NIC-28	2811	ECD	13.1	Ent. a Ciudad Sandino - Los Brasiles
	NIC-38	3806	ECS	235.1	San Juan de Limay - Paso Hondo

Fuente: Anuario de Aforo de Tráfico 2017, MTI, pág 49.

Los factores de ajustes son diferentes cada cuatrimestre del año, en este caso se usaron factores de ajustes del primer cuatrimestre del año, ya que el conteo del aforo vehicular se realizó en el mes de marzo, el cual también depende las Estaciones de Mayor Cobertura (EMC N° 200 Entrada al INCAE-El Crucero) y


la Estación de Corta Duración (ECD N° 3806 San Juan de Limay – Paso Hondo).

Los factores existentes son el factor día, el factor semana, el factor fin de semana y el factor expansión, como antes se mencionó es un aforo manual de tan sólo 7 días, es por ello que los únicos factores a tomar en cuenta serán:

Factor Día: Consiste en expandir el tráfico diurno de 12 horas a tráfico de 24 horas, el que se obtiene mediante los resultados correspondientes de las estaciones de mayor cobertura de 24 horas.


Factor Expansión: Es el factor para expandir el tráfico diurno semanal al Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) por tipo de vehículo.

Tabla N°23. Factores de primer Cuatrimestre del año (enero-abril).



MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA
DIVISION GENERAL DE PLANIFICACION
DIVISION DE ADMINISTRACION VIAL
OFICINA DE DIAGNOSTICO Y EVALUACION DE PAVIMENTOS

ESTACION DE MAYOR COBERURA 200
ENTRADA AL INCAE - EL CRUCERO
FACTORES - 2017



Factores del primer cuatrimestre del año Enero - Abril

Descripción	Moto	Carro	Jeep	Camioneta	Micro Bus	Mini Bus	Bus	Liv. 2-5 t.	C2	C3	Tx- Sx<=4	Tx- Sx>=5	Cx- Rx<=4	Cx- Rx>=5	V.A	V.C	Otros
Factor Día	1.40	1.44	1.35	1.40	1.34	1.32	1.31	1.38	1.35	1.42	1.00	1.59	1.00	1.00	1.00	1.00	1.38
Factor Semana	0.96	1.02	0.99	0.98	0.96	0.93	1.06	0.91	0.90	0.85	1.00	0.93	1.00	1.00	1.00	1.00	1.13
Factor Fin de Semana	1.12	0.96	1.03	1.05	1.12	1.25	0.88	1.34	1.40	1.75	1.00	1.23	1.00	1.00	1.00	1.00	0.78
Factor Expansión a TPDA	1.02	1.02	0.98	1.05	1.02	1.05	0.96	1.02	0.99	1.02	1.00	1.06	1.00	1.00	1.00	1.00	0.94

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico 2017, MTI, Pág 294.

El cálculo de Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA) se hace utilizando los datos encontrados en el TPDS y multiplicándolos con cada uno de los factores de ajuste, como se muestra en la ecuación siguiente:

$TPDA = TPDS_{12} * FD * FS * FE$	Ecuación (40)
-----------------------------------	----------------------

Siendo:

TD_{12} = Tráfico promedio diario 12 horas.

FD = Factor día.

FS = Factor Semana.

FE = Factor Expansión.

Tabla N°24. Trafico Promedio Anual (TPDA).

Factores de Ajuste	Moto	Carro	Jeep	Camioneta	MiniBus	Bus	Cliv	C2	C3	V.C	Otros (Remolques)	Totales
TPDIS _{12 HORAS}	152	10	6	114	2	21	1	26	4	2	1	338
Factor Día	1.4	1.44	1.35	1.4	1.32	1.31	1.38	1.35	1.42	1	1.38	14.75
Factor Expansión a TPDA	1.02	1.02	0.98	1.05	1.05	0.96	1.02	0.99	1.02	1	0.94	11.05
TPDA	217	15	8	168	3	26	1	35	6	2	1	482
%TPDA	45.1	3.0	1.6	34.8	0.6	5.5	0.3	7.2	1.2	0.4	0.3	100
	84.5				6.06		9.4					
	Vehiculos Liviano				Vehiculo de pasajero		Vehiculos de carga					

Fuente: Elaboración propia (2019).

El Tránsito Promedio Diario Anual representa el promedio de los volúmenes diarios de tránsito durante un año en una sección dada de una vía. El cual una vez que se afectó el tráfico promedio diurno semanal (TPDS_{12 Horas}) por los factores de ajustes, del primer cuatrimestre del año, se obtuvo un Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA) de 482 vehículos/Día.

5.2.6. Determinación de tasas.

Para determinar las tasas de crecimiento para el tráfico vehicular futuro en las comunidades Tranqueras - Loma Atravesada, se hizo evaluación de:

1. La población del municipio de San Juan de Limay, datos obtenidos del anuario estadístico 2017 presentado por el Instituto Nacional de Información de Desarrollo (INIDE)
2. Producto Interno Bruto “PIB” obtenido del informe anual 2016 del Banco Central de Nicaragua
3. Datos históricos del Tránsito Promedio Diario Anual “TPDA” de la Estación N°3806 San Juan de Limay-Paso Hondo y la de la estación de mayor cobertura estación N°200 Entrada el INCAE-El Crucero, tomados del Anuario de Aforo de Tráfico año 2017

5.2.6.1. Tasa de Crecimiento Poblacional.

Los datos que a continuación se muestran en la tabla N°25, son los registros de la Estación de Mayor Cobertura N° 200 Entrada al INCAE - El Crucero que es donde se encuentra la estación de Conteo de Corta Duración N° 3806 San Juan de Limay-Paso Hondo), publicados en el Anuario de Aforos 2017, página número 110. (Ver anexo Imagen N°69, pág XXII).

A continuación, se describe la ecuación para el cálculo de las tasas de crecimiento para cada uno de los datos históricos, descrita en el Anuario de Aforos de Tráfico 2017 en la pág. número 16:

$TC_n = \left[\left(\frac{TPDA_n}{TPDA_{n-1}} \right)^{1/n} \right]$	<i>Ecuación (21)</i>
--	----------------------

Siendo:

TC_n = Tasas de Crecimiento que se tenga en el período de análisis.

$TPDA_n$ = Tráfico Promedio Diario del año en análisis.

$TPDA_{n-1}$ = Tráfico Promedio Diario del año anterior.

n = La diferencia de años.

Tabla N°25. Tasa de Crecimiento de TPDA.

Año	TPDA
2001	4644
2002	4923
2003	5375
2004	5523
2005	5768
2006	5912
2007	6041
2008	5856
2009	6379
2010	6412
2011	6435
2012	6862
2013	6892
2014	7783
2015	8685
2016	9466
2017	10089
TC	4.97%

Fuente: Anuario de Aforo de Trafico (2017), MTI, pág 110.

5.2.6.3. Análisis del Producto Interno Bruto (PIB).

Uno de los indicadores macroeconómicos más determinantes en el desarrollo del TPDA es el producto interno bruto (PIB). Esta variable es el valor de todos los bienes y servicios finales producidas dentro de una nación en un período.

Partiendo de la información del Banco Central de Nicaragua, se elaboró la tabla N° 26 con los datos históricos existentes del PIB de los últimos 17 años, donde se aprecia el comportamiento histórico, desde el año 2001 al año 2017. El PIB promedio es de 8487 millones de dólares, con una tasa de crecimiento promedio de 7.90 %. (Ver en anexo imagen N°70, Pág XXIII).

Tabla N° 26. Producto Interno Bruto (PIB).

Año	PIB
2001	4102
2002	4026
2003	4102
2004	4465
2005	4872
2006	6764
2007	7423
2008	8407
2009	8299
2010	8757
2011	9774
2012	10533
2013	10983
2014	11880
2015	12757
2016	13286
2017	13844
Tasa de Crecimiento	7.90%
Promedio	8487

Fuente: Anuario de estadística Macroeconómicas 2016, Banco Central de Nicaragua.

5.2.6.4. Análisis de Población (POB).

Partiendo de la información del Banco Central de Nicaragua, se elaboró la tabla N°27 con los datos históricos existentes del POB de los últimos 17 años, donde se aprecia el comportamiento histórico, desde el año 2001 al año 2017, la POB promedio es de 5809 miles de habitantes, con una tasa de crecimiento promedio de 1.33 %. (Ver en anexo Imagen N°70, pág. XXIII).

Tabla N°27. Datos Históricos de Población (POB).

Año	POB
2001	5174
2002	5244
2003	5313
2004	5381
2005	5450
2006	5638
2007	5708
2008	5779
2009	5851
2010	5923
2011	5997
2012	6071
2013	6134
2014	6198
2015	6263
2016	6238
2017	6394
Tasa de Crecimiento	1.33%
Promedio	5809

Fuente: Anuario de estadística Macroeconómicas 2016, Banco Central de Nicaragua.

5.2.10. Proyección de Tráfico.

En el diseño de cualquier vía la proyección de tránsito es uno de los factores más importantes ya que dependiendo del crecimiento y composición del tráfico se determinarán datos claves para el cálculo de la estructura.

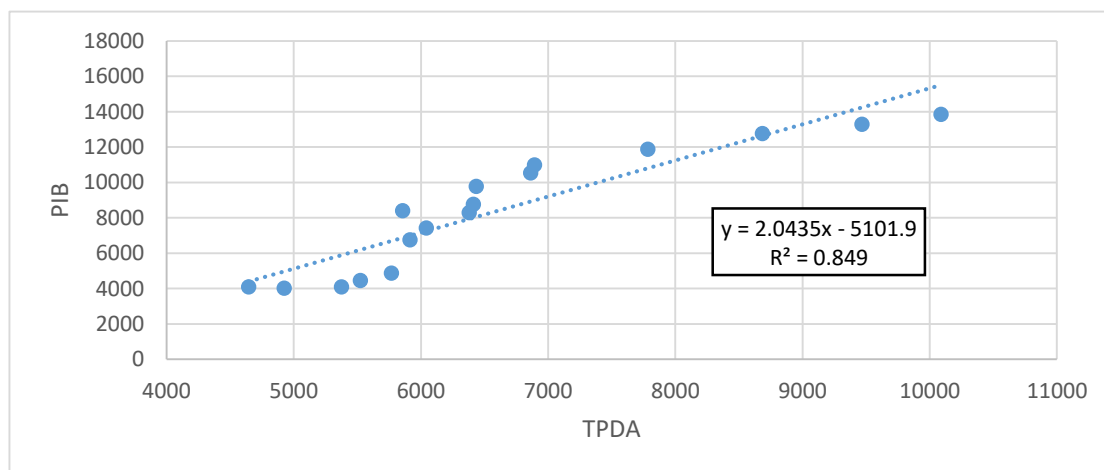
Por tanto, se presenta el comportamiento del Producto Interno Bruto (PIB), de los últimos 17 años (período 2001–2017), y posterior se muestra la representación gráfica con la ecuación de correlación del TPDA de la Estación de Mayor Cobertura N°200 (Entrada al INCAE-El Crucero), con el producto interno bruto, una vez que se realizó la correlación se procede a realizar una segunda aplicando logaritmo natural, descrita en la tabla N°28.

Tabla N° 28. Correlación TPDA vs PIB.

Año	LN TPDA	LN PIB
2001	8.443	8.319
2002	8.502	8.301
2003	8.590	8.319
2004	8.617	8.404
2005	8.660	8.491
2006	8.685	8.819
2007	8.706	8.912
2008	8.675	9.037
2009	8.761	9.024
2010	8.766	9.078
2011	8.770	9.187
2012	8.834	9.262
2013	8.838	9.304
2014	8.960	9.383
2015	9.069	9.454
2016	9.155	9.494
2017	9.219	9.536

Fuente: Anuario de estadística Macroeconómicas 2016.

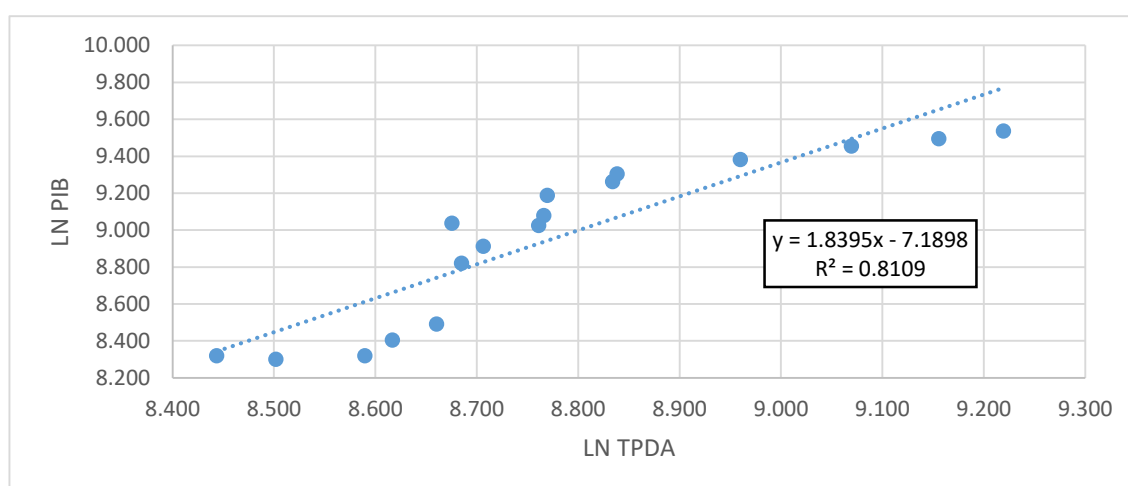
Gráfica N°1. Correlación TPDA vs PIB.



Fuente: Elaboración propia (2019).

La correlación o relación entre las variables de TPDA Vs PIB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.849$, a continuación, se presenta la correlación de LNTPDA Vs LNPIB para ver si mejora el coeficiente de determinación R^2 .

Gráfica N°2. correlación LN TPDA vs LN PIB.



Fuente: Elaboración Propia (2019).

La correlación o relación de las variables TPDA Vs PIB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.849$, y la correlación de las variables LN TPDA Vs LN PIB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.8109$. Se decidió utilizar el primer $R^2 = 0.849$ por tener un valor más alto y confiable, para determinar las tasas de crecimiento del tráfico de carga, que son los vehículos de transportes que mueven la producción hacia los mercados nacionales e internacionales, lo mismo que los insumos para la producción.

Se sabe que las elasticidades son los coeficientes constantes de la ecuación. En la comparativa de gráficos se escoge la elasticidad del gráfico con el R^2 (coeficiente de determinación) más alto, de la correlación de las variables TPDA Vs PIB y LN TPDA Vs LNPIB se obtiene lo siguiente:

Tabla N°29. Resultados de Correlación.

Gráfico	Coeficiente R2	Elasticidad	Elasticidad Escogida
N°1:TPDA vs PIB	0.849	2.0435	$y = 2.0435x - 5101.9$ $R^2 = 0.849$
N°2:LN TPDA vs PIB	0.8109	1.8395	

Fuente. Elaboración propia (2019).

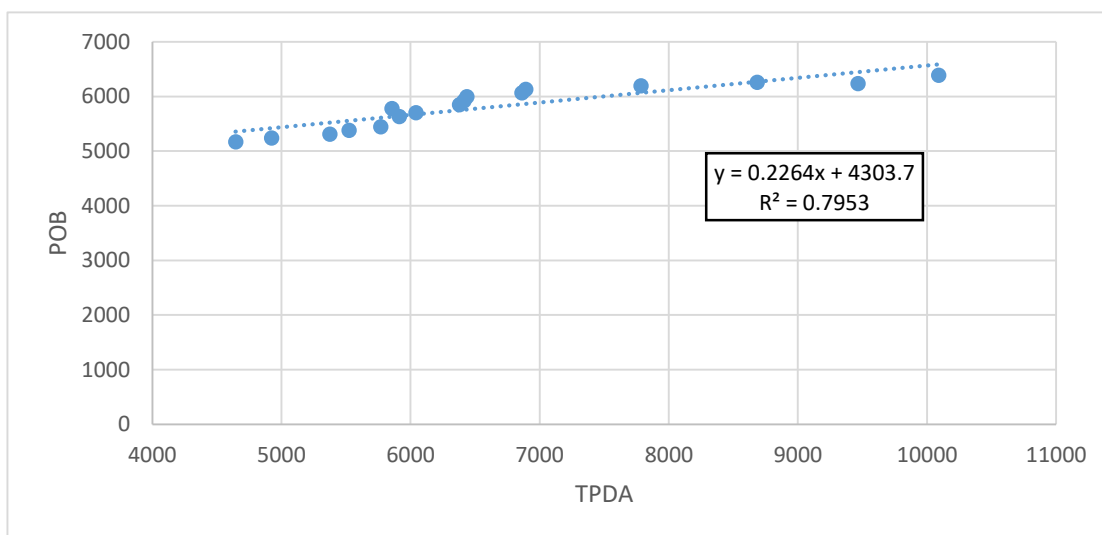
En la siguiente tabla se presenta el comportamiento del TPDA – Población y la representación gráfica con la ecuación de correlación del TPDA vs POB de la estación en estudio.

Tabla N°30. Correlación TPDA vs POB.

Año	LN TPDA	LN PIB	LN POB
2001	8.443	8.319	8.551
2002	8.502	8.301	8.565
2003	8.590	8.319	8.578
2004	8.617	8.404	8.591
2005	8.660	8.491	8.603
2006	8.685	8.819	8.637
2007	8.706	8.912	8.650
2008	8.675	9.037	8.662
2009	8.761	9.024	8.674
2010	8.766	9.078	8.687
2011	8.770	9.187	8.699
2012	8.834	9.262	8.711
2013	8.838	9.304	8.722
2014	8.960	9.383	8.732
2015	9.069	9.454	8.742
2016	9.155	9.494	8.738
2017	9.219	9.536	8.763

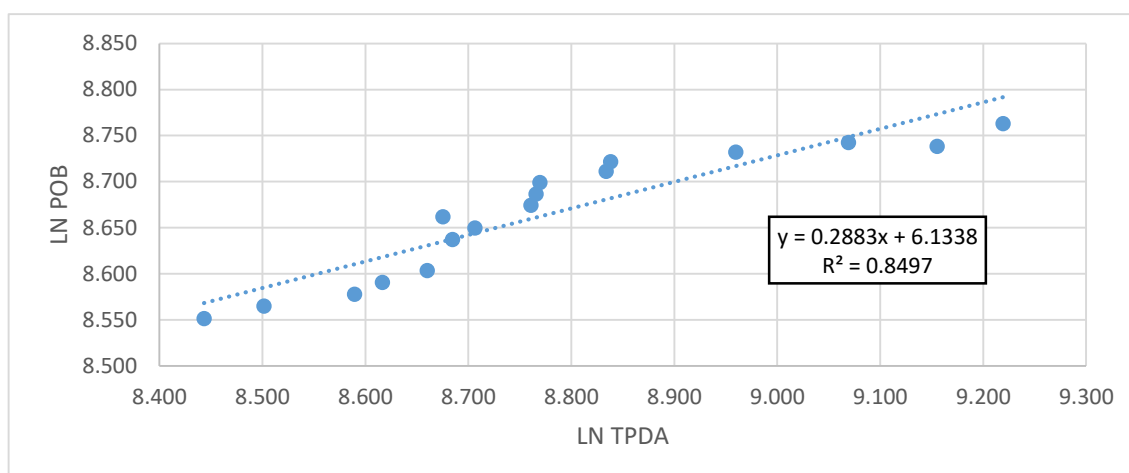
Fuente: Elaboración propia (2019).

Gráfica N°3. Correlación TPDA vs POB.



Fuente: Elaboración Propia (2019).

Grafica N°4. Correlación LN TPDA vs LN POB.



Fuente: Elaboración Propia (2019).

La correlación de las variables TPDA Vs POB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.7953$ y la correlación de las variables Logaritmo Natural TPDA Vs logaritmo Natural POB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.8947$. En este caso utilizaremos el valor $R^2 = 0.8947$.

La correlación de las variables LN TPDA Vs LN POB genera un coeficiente de determinación $R^2 = 0.8947$, se consideran que las elasticidades son los coeficientes constantes de la ecuación, en la comparativa de gráficos se escoge la elasticidad del gráfico con el R^2 , más alto de la correlación de las variables, de TPDA Vs Población y LNTPDA LN POB se obtiene lo siguiente:

Tabla N°31. Resultados de Correlación.

Gráfico	Coeficiente R2	Elasticidad	Elasticidad Escogida
N°3:TPDA vs POB	0.7953	0.2264	$y = 0.2883x + 6.1338$ $R^2 = 0.8497$
N°4:LN TPDA vs POB	0.8947	0.2883	

Fuente. Elaboración propia (2019).

5.2.11. Cálculo de Proyección de Tráfico.

Las tasas de crecimiento para producto interno bruto (PIB) y población (POB) serán afectados por las elasticidades que se escogieron de las correlaciones realizadas anteriormente, elasticidades que se tomaron en base a los (R^2), de mayor confiabilidad.

Tabla N°32. Datos Históricos (TPDA, PIB, POB).

Año	TPDA	PIB	POB
2001	4644	4102	5174
2002	4923	4026	5244
2003	5375	4102	5313
2004	5523	4465	5381
2005	5768	4872	5450
2006	5912	6764	5638
2007	6041	7423	5708
2008	5856	8407	5779
2009	6379	8299	5851
2010	6412	8757	5923
2011	6435	9774	5997
2012	6862	10533	6071
2013	6892	10983	6134
2014	7783	11880	6198
2015	8685	12757	6263
2016	9466	13286	6238
2017	10089	13844	6394

Fuente: Elaboración propia (2019).

A partir de estas series históricas, se procede a calcular la tasa de crecimiento para cada variable aplicando la siguiente expresión matemática, encontrada en el Anuario de Aforos de Tráfico, en la página número 16:

$TC = \left[\left(\frac{TPDA_i}{TPDA_o} \right)^{1/n} - 1 \right] * 100$	<i>Ecuación (42)</i>
--	----------------------

Siendo:

TPDA_i: Tráfico Promedio Diario Actual.

TPDA_o: Tráfico Promedio Diario Actual del año base.

n = La diferencia de años.

Las tasas de crecimiento calculadas son:

$$TC_{TPDA} = \left[\left(\frac{10089}{4644} \right)^{1/17} - 1 \right] * 100 = 4.7\%$$

$$TC_{PIB} = \left[\left(\frac{13884}{4,102} \right)^{1/17} - 1 \right] * 100 = 7.43\%$$

$$TC_{POB} = \left[\left(\frac{6394}{5,174} \right)^{1/17} - 1 \right] * 100 = 1.25\%$$

5.2.12. Análisis de la información obtenida.

Producto Interno Bruto: para conocer el valor de tasa de crecimiento promedio para el producto interno bruto se obtiene mediante la ecuación 42, luego se multiplicó por su elasticidad resultando una tasa de 15.18%

$$TC_{PIB} = 7.43\% \times 2.0435 \text{ (Elasticidad)} = 15.18\%.$$

Para la población: aplicando la ecuación 42, luego se multiplicó por su elasticidad quedando con una tasa de 0.36% para el crecimiento poblacional.

$$TC_{POB} = 1.25\% \times 0.2883 \text{ (Elasticidad)} = 0.36\%.$$

5.2.13. Tasa de Crecimiento Seleccionada.

De acuerdo al Anuario Estadístico del Banco Central de Nicaragua la tasa de crecimiento para el año 2017 es de 4.7 %, al realizar el cálculo de cada una de las tasas y hacer comparaciones la tasa de crecimiento para el TPDA (Tráfico Promedio Diario Anual) resulta aceptable en relación al crecimiento económico que tuvo el país en el mismo año, a consecuencia de que las tasas de crecimiento para PIB resultó muy alta de 15.18% y para pasajeros de 0.36% lo cual resulta muy baja. (Ver anexo, imagen N°71, pág. XXIII).

5.2.14. Tránsito de Diseño.

El tránsito de diseño es el número de vehículos estimados que circularán anualmente por esta vía en el año final del período de diseño. Para convertir el volumen de tráfico obtenidos de los conteos se usará un tránsito de diseño (TD), el cual se obtiene a partir de la información básica suministrada por el Tránsito Promedio Diario Anual (TPDA), el factor de crecimiento (FC), factor de distribución (FD) y factor carril (f_c). En el manual para estudio de tránsito en la página número 88 se describe la siguiente ecuación:

$T_D = TPDA * F_C * F_D * F_c * 365$	<i>Ecuación (43)</i>
--------------------------------------	----------------------

Siendo:

T_D : Tránsito de Diseño.

$TPDA$: Tránsito Promedio Diario.

F_C : Factor Crecimiento.

F_D : Factor de Distribución

f_c : Factor Carril.

5.2.15. Factor de Crecimiento (FC).

Es un factor que toma en cuenta la variación del volumen de tránsito en el período de diseño considerado, y se utiliza para determinar las cargas equivalentes acumuladas. El manual para la revisión de tránsito en la página 88 muestra la siguiente ecuación:

$FC = \left[\frac{(1 + i)^n - 1}{i} \right]$	<i>Ecuación (44)</i>
---	----------------------

Siendo:

FC = Factor crecimiento.

i =Tasa de crecimiento vehicular.

n = Período de diseño.

$$FC = \left[\frac{(1 + 0.047)^{16} - 1}{0.047} \right] = 23.08$$

5.2.16. Período de Diseño (PD).

Es la cantidad de años para la cual será diseñada la estructura de pavimento, por lo general varía dependiendo del tipo de carretera. De acuerdo a las características geométricas de la vía y al volumen actual de tránsito que circula por ella, elegimos 15 años para el período de diseño, considerando que la clasificación de la vía corresponde a Colectora Rural. (Ver en anexo tabla N°72, pág. XXIV).

5.5.17. Factor Distribución Por Dirección (FD).

Es la relación entre la cantidad de vehículos que viajan en una dirección y la cantidad de vehículos que viajan en la dirección opuesta, por lo general es 0.5 ya que la cantidad de vehículos es la misma en ambos sentidos, aunque hay casos en que puede ser mayor en una dirección que en otra. (Ver Tabla N° 73, pág. XXIV).

5.5.18. Factor Distribución Por Carril (FC).

Este factor se define por el carril de diseño aquel que recibe el mayor número de ESAL'S. Para un camino de dos carriles, cualquiera de los dos puede ser el carril de diseño, ya que el tránsito por dirección forzosamente se canaliza por ese carril. (Ver anexo N°74, pág. XXIV). El factor de distribución por carril a usarse es 1.

Tabla N°33. Tránsito de Diseño en un periodo de 15 años.

Tipos de vehículos	TPDA 2019	FC	Dias-Año	Factor por carril (Fc)	Factor de dirección (Fs)	para el carril de diseño
Auto	15	23.08	365	0.5	1	63181.50
Jeep	8	23.08	365	0.5	1	33696.80
Camioneta	168	23.08	365	0.5	1	707632.80
Mini bus	3	23.08	365	0.5	1	12636.30
Bus	26	23.08	365	0.5	1	109514.60
Cliv	1	23.08	365	0.5	1	4212.10
C2	35	23.08	365	0.5	1	147423.50
C3	6	23.08	365	0.5	1	25272.60
V.C	2	23.08	365	0.5	1	8424.20
Otros	1	23.08	365	0.5	1	4212.10
TD Total						1116206.50

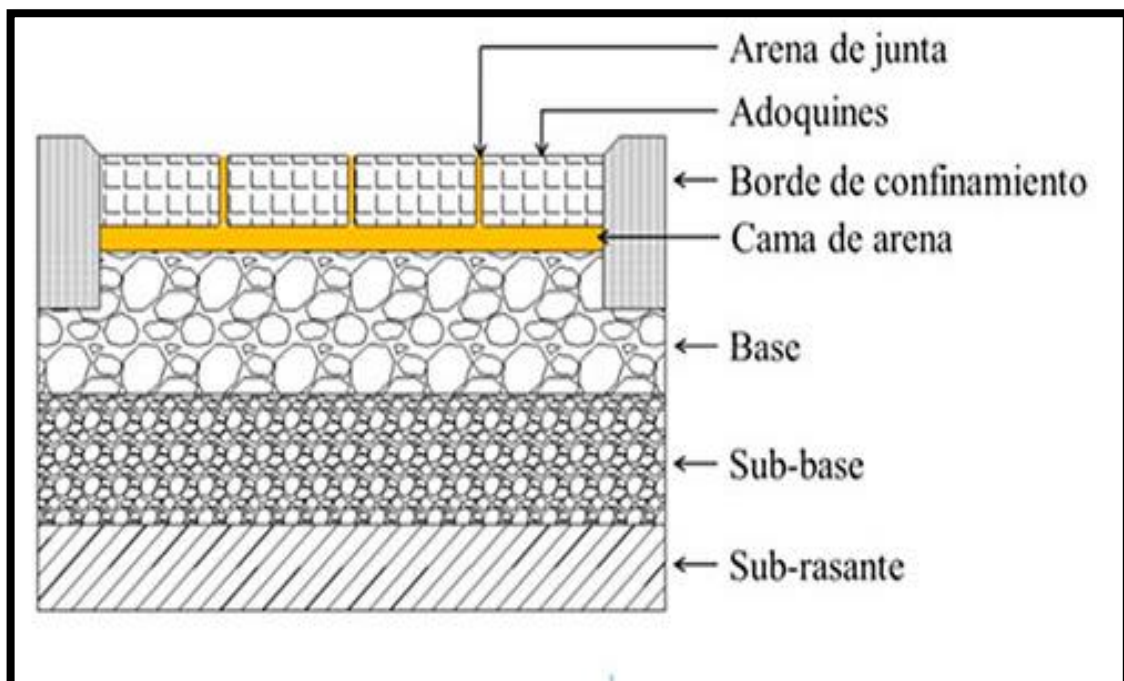
Fuente: Elaboración propia (2019).

Haciendo uso de un factor de crecimiento de 23.08, en un período de 15 años, obtenemos un tránsito de diseño total de 1116206.50 vehículos/día.

Capítulo VI:

Diseño de

pavimento



6.1. Introducción.

En el diseño de Pavimento articulado se tomará el mismo procedimiento del pavimento flexible que consiste en determinar los espesores de las capas que constituyen la estructura del mismo, con el propósito de obtener un número estructural del pavimento que pueda soportar el nivel de carga esperado.

Para el cálculo de espesores se utilizó la Guía de Diseño de Espesores de pavimento de la AASHTO 1993, se eligió el mencionado método porque a diferencia de otros introduce el concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos como una medida de su capacidad para brindar una superficie lisa y suave al usuario, seguidamente se utilizaron los nomogramas de la AASHTO 93.

Así mismo el método toma en cuenta el Estudio de suelo, el cual tiene la finalidad de proporcionar las características físico - mecánicas del sub-suelo a lo largo de la ruta, lo que se consigue efectuando ensayos de laboratorio (Granulometría, Límites de Atterberg y CBR) y análisis de la información obtenida.

6.2. Conceptos generales.

Pavimento es la estructura integral de capas superpuestas, generalmente horizontales denominadas subrasante, subbase, base y carpeta, colocadas hasta coronar la rasante y destinada a permitir el tránsito vehicular. Se diseñan y construyen técnicamente con materiales apropiados y adecuadamente compactados (MTI, 2008).

Según el Ministerio de Transporte e Infraestructura MTI (2008) de manera general los pavimentos se clasifican atendiendo lo que se denomina una clasificación mecánica de su función, de esta manera: Pavimentos flexibles, Pavimentos semirrígidos, Pavimentos rígidos y Pavimentos articulados. El diseño de pavimentos está conformado por dos grandes fases:

La primera fase la constituyen los factores externos, aspectos que no dependen directamente del método de diseño o del analista. Los más importantes son los siguientes:

- Caracterización del material de la subrasante, fundaciones o calidad de los suelos
- Tránsito y su cuantificación
- Materiales y mezclas disponibles que serán empleados en el pavimento
- El clima

La segunda fase es la determinación de los espesores de capas, ambas fases deben ser desarrolladas simultáneamente, debido a su interdependencia. Los espesores resultantes serán función de las características de los materiales y mezclas empleados en su construcción, por lo cual los espesores podrán soportar las exigencias del clima y su calidad dependerá de los materiales empleados en el pavimento.

A continuación, se presentan las metodologías que se han usado en el diseño de pavimentos:

- Metodologías Clásicas
- Metodologías Actuales
- Nuevas Tendencias

Actualmente el método AASHTO para diseño de pavimentos flexibles publicada en 1993, que fue mejorada a partir de la AASHTO de 1961, AASHTO 1972 Y AASHTO 1986 es la metodología que más se emplea.

6.3. Variables a considerar para el diseño de pavimento.

En el diseño de la estructura de pavimento flexible se deben tener en cuenta las siguientes variables:

6.3.1. El Índice de Serviciabilidad Inicial.

Serviciabilidad inicial (P_o), se define en función del diseño de pavimentos y del grado de calidad durante la construcción. En el diseño de pavimento articulado de 5km de longitud en la comunidad el regadío San Juan de Limay en el tramo Tranqueras - Loma atravesada, se asume un $P_o=4.2$, valor establecido para pavimento articulado por AASHTO 93.

6.3.2. El Índice de Serviciabilidad Final.

Serviciabilidad final (P_t) es el valor más bajo que puede ser tolerado por los usuarios de la vía antes de que sea necesario el tomar acciones de rehabilitación, reconstrucción o repavimentación, y generalmente varía con la importancia o clasificación funcional de la vía. En este caso se asume el valor de $P_t=2$, el cual es recomendado por AASHTO 93 para pavimento articulado.

6.3.3. Pérdida de Serviciabilidad.

Perdida de serviciabilidad (ΔPSI) es la diferencia que existe entre la serviciabilidad inicial y la serviciabilidad final, que en el caso del presente diseño se obtiene un valor de 2.2. Entre mayor sea la ΔPSI mayor será la capacidad de carga del pavimento antes de fallar, este parámetro es calculado con la siguiente ecuación, descrita en Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos (SIECA,2002), en la página 144:

$\Delta PSI = P_o - P_t$	<i>Ecuación (45)</i>
--------------------------	----------------------

$$\Delta PSI = 4.2 - 2 = 2.2$$

6.3.1. Número Estructural Requerido:

Es un número abstracto que expresa la resistencia estructural de un pavimento requerido. Para calcular el ESAL'S o W18 (cantidad de repeticiones esperadas de un eje de carga equivalente de 18 mil libras), se debe de asumir un valor inicial de SN. Para este diseño seleccionamos un valor SN igual a 5.

6.3.2. Factor de Equivalencia (FESAL).

En el Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos (SIECA 2002), en la página número 9 Y 10, se encuentran las tablas de factores equivalentes de cargas, conociendo la serviciabilidad final ($P_t=2.$), el número estructural asumido ($SN=5$) y los pesos que se encuentran en Kips. (Ver en anexos tabla N°75, pág XXV-XXVI).

Algunos de los factores equivalentes de cargas en los ejes no se encuentran en estas tablas, por ende, fueron Interpolados los valores, mostrados en la siguiente tabla:

Tabla N°34. Interpolaciones.

Eje Simple = 2.2 Kips		Eje Simple = 4.4 Kis		Eje Simple = 8.8 Kips	
2	0.0002	4	0.002	8	0.031
2.2	X	4.4	X	8.8	X
4	0.002	6	0.009	10	0.079
X=	0.00038	X=	0.0034	X=	0.0502
Eje Simple = 9.9 Kips		Eje Simple = 11 Kips		Eje Simple = 14.30 Kips	
8	0.031	10	0.079	14	0.338
9.9	X	11	X	14.3	X
10	0.079	12	0.174	16	0.603
X=	0.077	X=	0.1265	X=	0.378
Eje Simple = 17.60 Kips		Eje Doble = 36.30 Kips		Eje Simple = 19.8 Kips	
16	0.603	36	1.38	18	1
17.60	X	36.3	X	19.8	x
18	1	38	1.73	20	1.57
X=	0.9206	X=	1.43	X=	1.151

Fuente: Elaboración Propia (2019).

6.3.3. Ejes Equivalentes (ESAL o W18).

En el Método AASHTO-93 los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. El tránsito está compuesto por vehículos de diferente peso y número de ejes, y que para efectos del cálculo se les transforma en un número de ejes equivalentes de 80 KN o 18 Kips, los cuales se les denomina “equivalent simple axial load” o ESAL'S.

Definiremos como ESAL'S de diseño a la transformación de ejes de un tránsito mixto que circula por una vía a ejes equivalentes de 8.2 toneladas, 18 kips o 18, 000 libras, en el carril de diseño durante la vida útil del pavimento. Utilizamos esta carga equivalente por efectos de cálculo ya que el tránsito está compuesto por vehículos de diferentes pesos y número de ejes. Se calcula conociendo el tránsito

de diseño (TD) y los factores de equivalencia (FESAL) mediante la siguiente expresión:

$Esal's \text{ o } W18 = TD * FESAL$	<i>Ecuación (46)</i>
--------------------------------------	----------------------

Siendo:

TD = Transitó de Diseño.

FESAL= Factor de Equivalencia de carga por eje.

Tabla N°35. Calculo ESAL´S.

Asumimos un número estructural (SN = 5), Po = 4.2, Pt = 2, ΔPSI = 2.2.							
Tipos de vehiculos	Peso por Eje(Ton.m)	Peso por Eje (Kips)	Tipo de Eje	TPDA 2019	TD	Factor ESAL´S	ESAL´S de diseño
Auto	1	2.2	Simple	15	63182	0.00038	24
	1	2.2	Simple			0.00038	24
Jeep	1	2.2	Simple	8	33696.8	0.00038	13
	1	2.2	Simple			0.00038	13
Camioneta	1	2.2	Simple	168	707632.8	0.00038	269
	2	4.4	Simple			0.0034	2406
Mini bus	4	8.8	Simple	3	12636.3	0.0502	634
	8	17.6	Simple			0.9206	11633
Bus	5	11	Simple	26	109514.6	0.1265	13854
	10	22	Simple			2.53	277072
Cliv	4	8.8	Simple	1	4212.1	0.0502	211
	8	17.6	Simple			0.9206	3878
C2	4.5	9.9	Simple	35	147423.5	0.077	11352
	9	19.8	Simple			1.513	223052
C3	5	11	Simple	6	25272.6	0.1265	3197
	16.5	36.3	Doble			1.43	36140
V.C	4.5	9.9	simple	2	8424.2	0.7521	6336
	6.5	14.3	simple			0.378	3184
Otros (Remolques)	4.5	9.9	simpe	1	4212.1	0.077	324
	9	19.8	Simple			1.513	6373
	4	8.8	Simple			0.0502	211
	4	8.8	Simple			0.0502	211
TOTAL ESAL´S DE DISEÑO (W18)							600411

Fuente: Elaboración Propia (2019).

El ESAL´S estimado resultó de 600411, este corresponde al número de repeticiones equivalentes a 18 Kips, llamado también eje estándar, el cual tiene un peso de 8.2 ton o 18,000 libras, en un período de diseño de 15 años.

6.3.3. Cálculo del CBR de diseño.

Es necesario recordar que el Ensayo CBR (California Bearing Ratio), mide la resistencia al corte (esfuerzo cortante) en el suelo bajo condiciones de humedad y densidad controladas, además se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente utilizados como

bases y sub-rasantes bajo el pavimento de carreteras, la ASTM denomina a este ensayo, simplemente como “Relación de soporte” y esta normado con el número ASTM D 1883-73 y en la AASHTO con el número T-193.

Con el propósito de conocer la capacidad de soporte de la sub-rasante se estimaron los valores de CBR partiendo de la clasificación de los suelos según el método AASHTO 93.

En función del tránsito esperado sobre el pavimento en estudio, el método del Instituto de Asfalto recomienda los siguientes valores percentiles para calcular el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa de subrasante:

Tabla N°36. Especificaciones para Terraplenes y materiales para Sub-Rasante.

Propiedad	Terraplenes	Capa Sub-rasante	Metodología
% de malla N° 200	40 % Max	30 % Max	AASHTO-11
Limite Liquido	40 % Max	30 % Max	AASHTO-89
Índice Plástico	15 % Max	10 % Max	AASHTO-90
CBR	10 % Min	20 % Max	AASHTO-193
	95 %Min Del peso volumétrico seco Max obtenido por medio de la prueba Proctor modificado (AASHTO-99)	95 %Min Del peso volumétrico seco Max obtenido por medio de la prueba Proctor modificado (AASHTO-T-180)	
			AASHTO T-191 y/0 T-238 (in situ)
Compactación			

Fuente: Instituto de Asfalto, (MS-1)1991.

Tabla N°37. Valor Percentil por nivel de tránsito.

Nivel de tránsito	Valor percentil para diseño de subrasante
< de 10,000 ESAL's	60
Entre 10,000 y 1,000,000 ESAL's	75
> de 1,000,000 ESAL's	87.5

Fuente: Instituto de Asfalto, (MS-1),1991.

Para nuestro diseño se eligió el percentil para diseño de subrasante de 75% ya que se obtuvo un valor de 600,411. En la siguiente tabla se muestran los valores para el cálculo del CBR de la Subrasante.

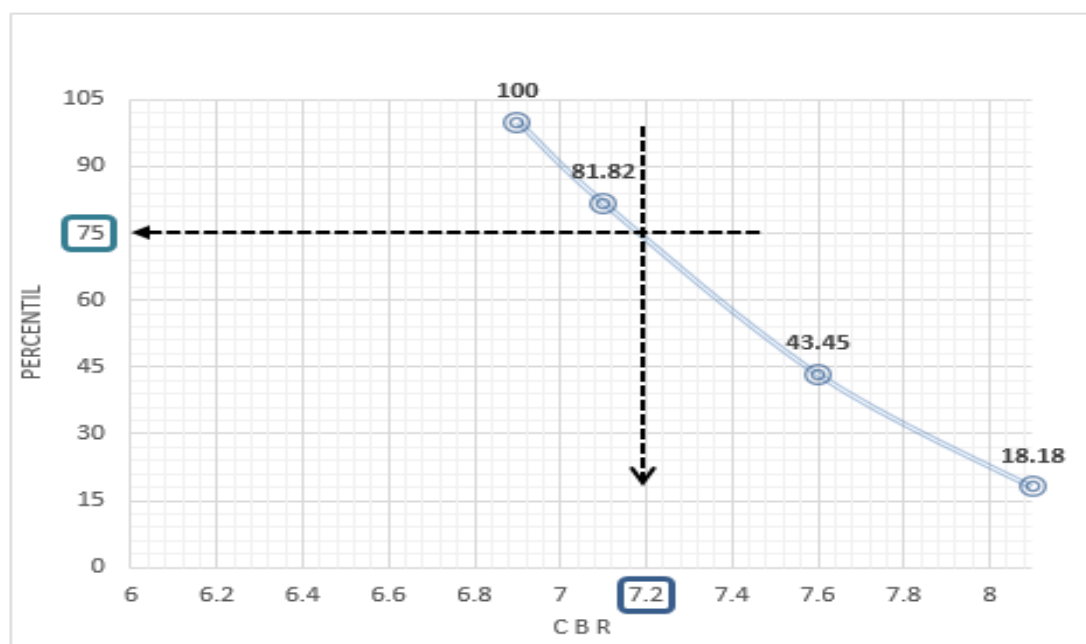
Tabla N°38. Valores utilizados para calcular el CBR de diseño.

Tipo de suelo	CBR	Frecuencia	Numero de valores iguales o mayores	% de valores iguales o mayores
A-7-5(9)	6.9	2	11	100
A-7-5(8)	7.1	4	9	81.82
A-7-5(9)	7.6	3	5	45.45
A-7-5(9)	8.1	2	2	18.18
Total		11	0	0

Fuente: Elaboración Propia (2019).

En el gráfico N°5 se puede observar que el resultado del CBR de diseño para la sub- rasante fue de 7.2%, se asume que este porcentaje se establece como una muestra representativa de los valores de CBR encontrados en los sondeos de línea.

Gráfica N°5. Cálculo de Diseño de CBR.



Fuente: Elaboración Propia (2019).

6.3.4. Módulo de Resiliencia.

La base para la caracterización de los materiales de la sub-rasante es el Módulo Resiliente (MR), el cual depende del CBR y es una medida de la propiedad elástica de los suelos, la guía de diseño de AASHTO 93 en el capítulo 3, página 60, establece las siguientes correlaciones:

Tabla N° 39. Correlación entre CBR y Modulo Resiliente para Sub-Rasante

Valor de CBR	Consideración
$CBR \leq 7.2\%$	$Mr = 1500 * CBR$
$CBR > 7.2\% \leq 20\%$	$Mr = 3000 * CBR^{0.65}$
$CBR > 20\%$	$Mr = 4326 * \ln(CBR) + 241$

Fuente: Elaboración propia (2019).

En este caso atendiendo a las ecuaciones y criterios de diseños basados en el valor de CBR descrito en la tabla N°39 de correlaciones entre CBR Y Modulo Resiliente, y teniendo en cuenta que el valor de 7.2 % de la CBR de diseño, se utilizó la siguiente ecuación:

$MR = 1500 * CBR$	<i>Ecuación (47)</i>
-------------------	----------------------

Realizando la operación se obtiene:

$$MR = 1500 * 7.2\%$$

$$MR = 10800 \text{ PSI}$$

6.3.8. Confiabilidad en el diseño (R).

Una de las variables de mayor incidencia en los espesores de diseño corresponde con el criterio de confiabilidad. La Guía AASHTO-93 define la confiabilidad de un proceso de diseño de un pavimento, como la probabilidad de que una sección de pavimento diseñada usando tal proceso, se desempeñará satisfactoriamente bajo las condiciones de tráfico y ambientales consideradas para el período de diseño.

Para el tramo en estudio se utilizará un valor de confiabilidad R del 75%, que corresponde a un valor recomendado para una carretera Colectora Rural lo cual se muestra en la Tabla N°40. Esta confiabilidad seleccionada de acuerdo con el grado funcional del tipo de la carretera presenta una desviación Zr de -0.674, lo cual se muestra en la Tabla N°41.

Tabla N°40. Valores de Confiabilidad R en función del tipo de carretera

Tipo de Carretera	Niveles de confiabilidad R	
	Suburbanas	Rurales
Autopista Regional	85-99.9	80-99.9
Troncales	80-95	75-95
Colectoras	50-80	50-80

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, pág 56.

Tabla N°41. Desviación Estándar ZR

Confiabilidad R (%)	Desviación normal estándar (Zr)
50	0
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.34
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.09

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, pág 56.

6.3.9. Desviación estándar.

Según la Guía AASHTO-93 y el Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos (SIECA 2002), el valor de la desviación estándar del sistema (S_o), para pavimentos flexibles se identifica como la variación en la predicción del comportamiento de los niveles de servicio del tránsito teniendo en cuenta los errores en la predicción del mismo, la cual oscila entre 0.40 y 0.50, para este proyecto utilizaremos 0.45.

Tabla N°42. Valores recomendados para la Desviación estándar So.

Condición de diseño	Desviación estándar
Variación de diseño en el comportamiento del pavimento (sin error de tráfico)	0.25
Variación total en la predicción del comportamiento del pavimento en la estimación del tráfico	0.35-0.50
Valor Recomendado	0.45

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, pág 57.

6.3.10. Coeficiente de Drenaje (mi).

El drenaje de agua en los pavimentos es un aspecto importante a considerar en el diseño de las carreteras. De lo contrario el exceso de agua combinado con el incremento de volúmenes de tránsito y cargas podrían anticipar los daños a la estructura del pavimento. En este caso se considera un coeficiente de drenaje de 1.

Tabla N°43. Porcentaje del tiempo que el pavimento está expuesto.

Calidad del drenaje	P= % del tiempo que el pavimento está expuesto a niveles de humedad cercanos a la saturación.			
	< 1%	1% - 5%	5% - 25%	> 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.2
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.8
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.6
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.4

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, pág 58.

6.3.11. Coeficientes de capa (a_n).

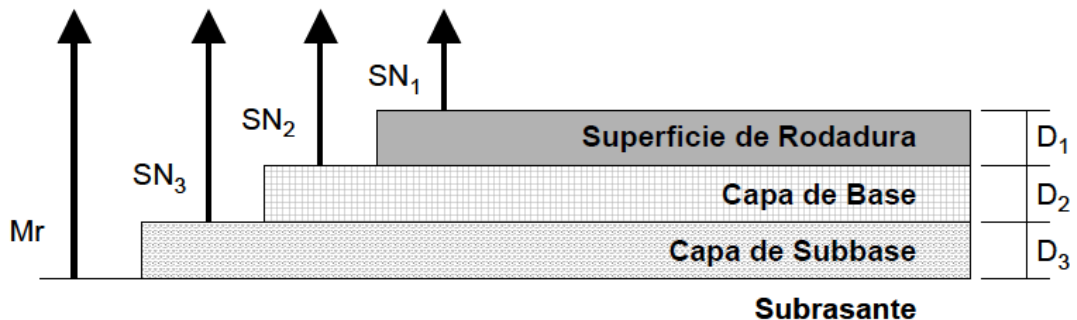
El método asigna a cada capa del pavimento un coeficiente (a_n), los cuales son requeridos para el diseño estructural normal de los pavimentos. Estos coeficientes permiten convertir los espesores reales a números estructurales SN. Estos están representados con la siguiente simbología:

a₁: Para la carpeta de rodamiento (Adoquín).

a₂: Para la base - Banco N°2(Agua Zarca).

a₃: Para la Sub-base - Banco N°1 (La Laguna).

Imagen N°5. Capas de Pavimento.



Fuente: Manual para la Revisión de Diseños de Pavimentos, MTI 2008, Pág 147.

6.3.12. Coeficientes Estructural a_1 .

El coeficiente estructural a_1 es una medida de la habilidad relativa de una unidad de espesor de un material/mezcla determinado, para servir como un componente estructural de un pavimento.

Los coeficientes estructurales (a_1) que son empleados en el Método AASHTO 93, los cuales utilizaremos en el diseño de la carretera son los siguientes:

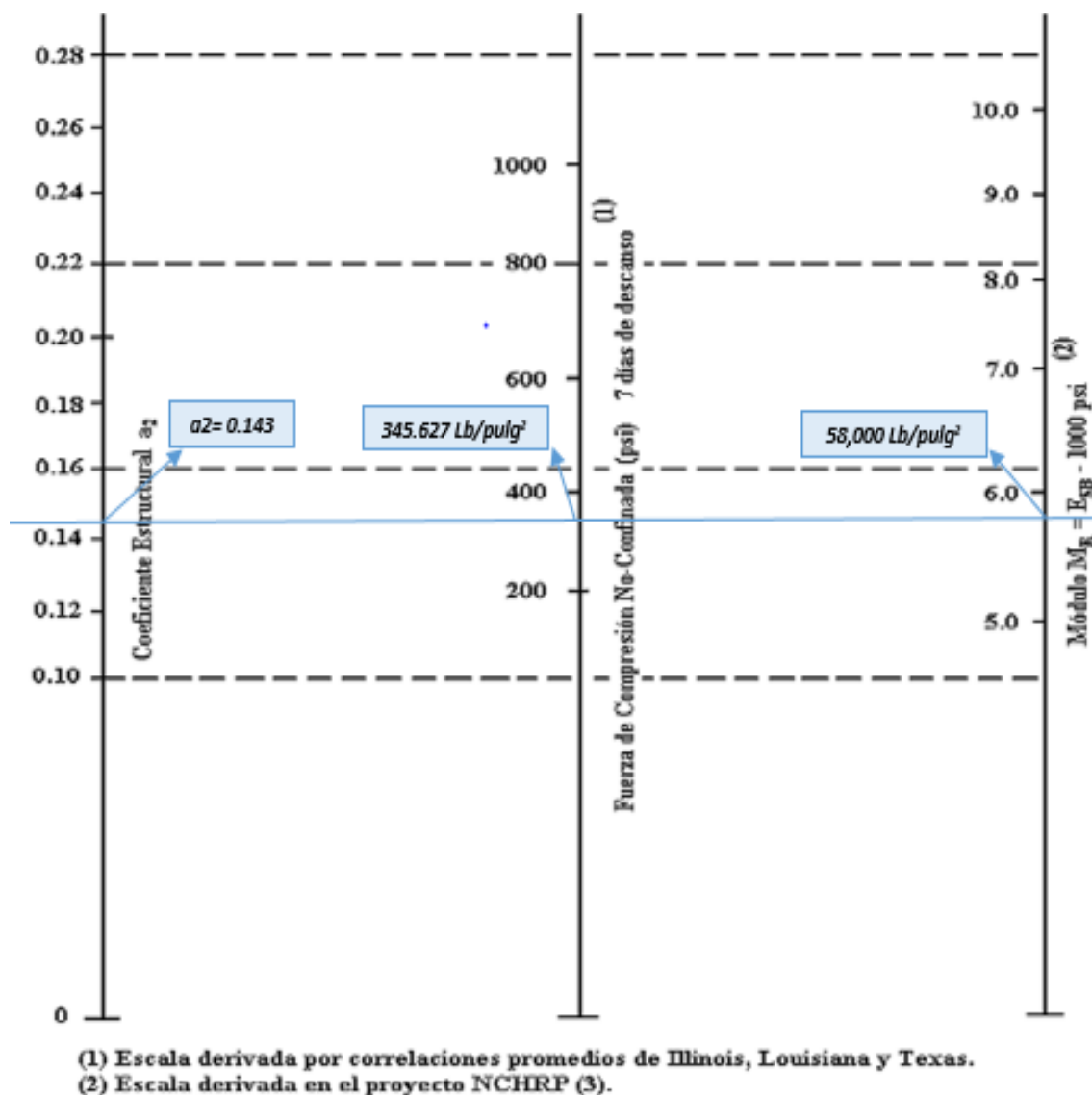
Un valor de $a_1 = 0.45$ este coeficiente estructural de la capa de rodamiento (Adoquín) ya está definido en el Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos (SIECA 2000), en el Capítulo 7, página 107, usando un adoquín tipo tráfico 3500 psi de resistencia a la compresión para la capa de rodamiento.

6.3.13. Coeficientes Estructural.

La determinación del coeficiente estructural a_2 se realizó en base a la aplicación del nomograma para base tratada con cemento proporcionado por la Guía para diseño de estructura de pavimento (AASHTO 1993 Pág. 3-36).

El valor de Resistencia a Compresión usado para la determinación del coeficiente estructural a_2 es igual 24.3 kg/cm² equivalente a 345.627 lb/pulg² que corresponde al Banco de Préstamo N° 2 (Agua Zarca) clasificado como un material A-1-a (0), de acuerdo a la línea trazada en el nomograma se obtuvo en la escala izquierda un coeficiente estructural de $a_2 = 0.143$ y en la escala derecha un módulo resiliente para base de $M_r = 58,000$ psi.

Gráfica N°6. Nomograma para el cálculo de coeficiente estructural a_2 y MR para base estabilizada.



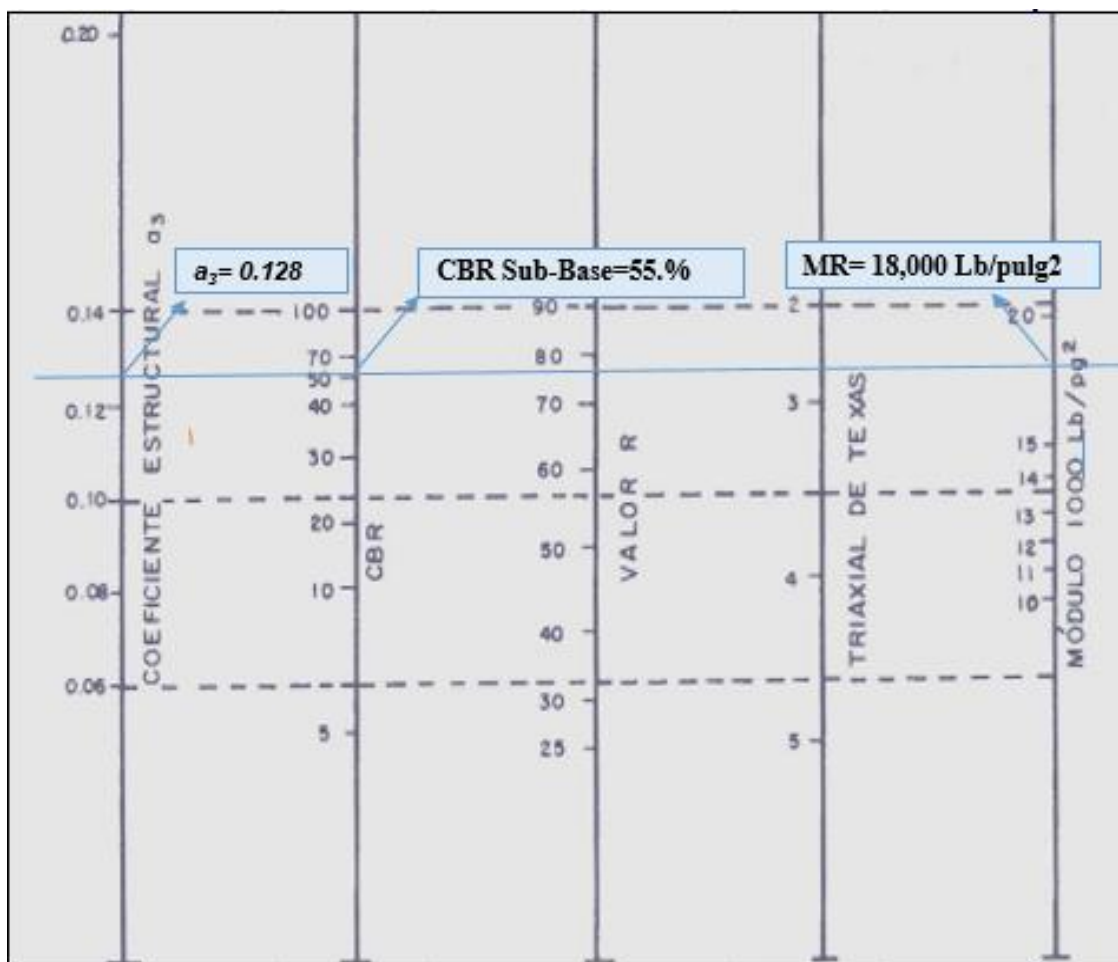
Fuente: Manual para la Revisión de Diseño de Pavimentos, MTI 2008, pág 155.

6.3.14. Coeficientes Estructural.

El valor de CBR usado para el cálculo de la Sub-Base es igual a 55.3% que corresponde al Banco de Préstamo N° 1 (La Laguna) clasificado como un material A-2-6 (0) con índice de grupo cero, de acuerdo a la línea trazada en el nomograma se obtuvo en la escala izquierda un coeficiente estructural

de $a_3 = 0.128$ y en la escala derecha un módulo resiliente para sub-base de $MR = 18,000$ PSI.

Grafica N°7. Nomograma para el cálculo de coeficiente estructural a_2 y MR para Sub-Base.



Fuente: Manual para la Revisión de Diseño de Pavimentos, MTI 2008, pág 156.

6.3.15. Número Estructural Asumido.

También conocido como valor de soporte de suelo, es un número asignado para poder representar la capacidad de soporte de un pavimento. Este número indica la cantidad de espesores o capas que requiere un pavimento para soportar las cargas a las que será sometido durante su vida útil. Para cada capa se consideran coeficientes relativos que dependen del material que las

conforman, por lo tanto, podemos decir que el pavimento tendrá mayor capacidad de soporte mientras mayor sea el número estructural y viceversa.

Según el Manual para la Revisión de Diseño de Pavimento, en la página número 61, el número estructural (SN) se puede expresar por medio de la siguiente ecuación:

$SN = a_i * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$	<i>Ecuación (48)</i>
--	----------------------

Siendo:

D_1, D_2, D_3 = espesores de capas asfálticas, base y sub-base respectivamente en (pulgadas).

a_i = coeficiente estructural de capa i, dependiente de su módulo.

m_i = coeficientes de drenaje para capas no estabilizadas, dependiente del tiempo requerido para drenar y del tiempo en que la humedad se encuentre en niveles cercanos a la saturación.

6.3.16. Calculo de espesores.

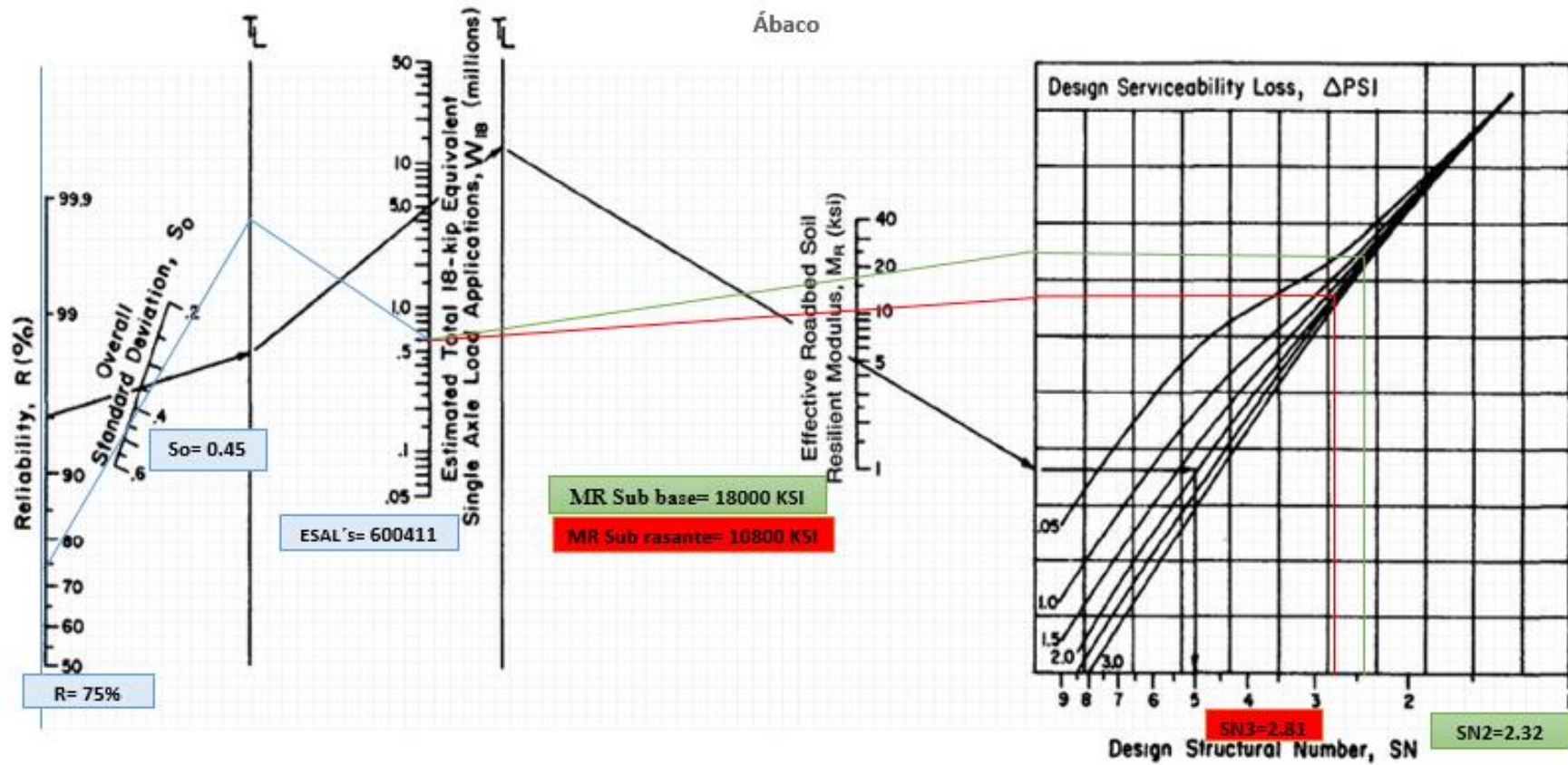
El espesor D1 para nuestro caso está definido, debido que se utilizará adoquín como carpeta de rodamiento, por lo tanto, $D_1 = 4$ pulgadas y el coeficiente estructural a_1 : 0.45, para el cálculo del mismo se usa la siguiente ecuación:

$SN1 = a_1 * D_1$	<i>Ecuación (49)</i>
-------------------	----------------------

$$SN1 = (0.45 * 4) = 1.80$$

Haciendo uso del Ábaco establecido por la Guía para diseño de estructura de pavimento (AASHTO 1993), se hace el cálculo de SN2 Y SN3 obteniendo los resultados siguientes:

Grafica N°7. Nomograma para resolver la ecuación AASHTO-93.



Fuente: Manual para la Revisión de Pavimentos, MTI 2008, pág 145.

6.3.17. Cálculo del espesor de la base (D2) y Sub-base (D3).

Una vez calculado el valor de SN1, se utiliza la fórmula siguiente para encontrar D2 de la base:

$D2 = (SN2 - SN1)/(a_2 * m_2) *$	<i>Ecuación (50)</i>
----------------------------------	----------------------

$$D2 = \frac{2.32 - 1.8}{0.143 * 1} = 3.64 \text{ Pulg "No cumple"}$$

Por tanto, 6 pulgadas será el espesor que se requiere para que D₂ correspondiente a la capa de la Base, resista los esfuerzos que le transmitirá la carpeta de adoquín, comprobando este espesor de acuerdo a la tabla N°44 de espesores mínimos, tomando en cuenta que para el ESAL'S de diseño igual a 600411 el espesor mínimo de la base es 6.00 pulgada (15 centímetros).

Tabla N°44. Espesores mínimos sugeridos.

Numero de ESAL'S	Espesor mínimo (pulgadas)	
	Adoquín	Base Granular
Menos de 50,000	1	4
50,000 - 150,000	2	4
150,000 – 500,000	2.6	4
500,000 - 2,000,000	3	6
2,000,000 - 7,000,000	3.6	6
Más de 7,000,000	4	6

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, MTI 2002, pág 147.

Haciendo uso de los espesores mínimos sugeridos por AASHTO 93 se corrige el número estructural SN2:

$SN2 = (a_2 * D_2 * m_2)$	<i>Ecuación (51)</i>
---------------------------	----------------------

$$SN2 = (0.143 * 6 * 1) = 0.858$$

Para la Sub-Base (D_3):

$D_3 = SN3 - (SN2 + SN1)/(a_3 * m_3)$	<i>Ecuación (52)</i>
---------------------------------------	----------------------

$$D_3 = \frac{2.81 - (0.858 + 1.80)}{0.128 * 1} = 1.188 \text{ pulg}$$

Tomando en cuenta que el resultado del cálculo para la Sub-Base (D_3) es demasiado bajo o una capa muy delgada y que implica una inversión económica, se le tendrá que incrementar a la base para que absorba ese esfuerzo, recalculando el espesor de la base, como se muestra a continuación:

$$D2 = \frac{2.81 - 1.8}{0.143 * 1} = 7.06 \text{ Pulg}$$

Por tanto, se propone un $D2 = 7.5$, para el nuevo cálculo del número estructural $SN2$, dando como resultado lo siguiente:

$$SN2 = (0.143 * 7.5 * 1) = 1.073$$

Comprobando

$SN1 + SN2 + SN3 \geq SN \text{ Requerido}$	<i>Ecuación (53)</i>
---	----------------------

$$1.80 + 1.073 \geq SN \text{ Requerido}$$

$$2.873 \geq 2.81. \text{ "Correcto"}$$

6.3.18. Espesores finales de Diseño.

En base al análisis y a los resultados obtenidos, la carpeta de rodamiento del tramo de carretera de 5 kilómetros Tranqueras - Loma Atravesada, será de 4 pulgadas ya que en este caso se utilizará adoquín y la base será de 7,5 pulgadas, a continuación, se detallan son los siguientes espesores de diseño:

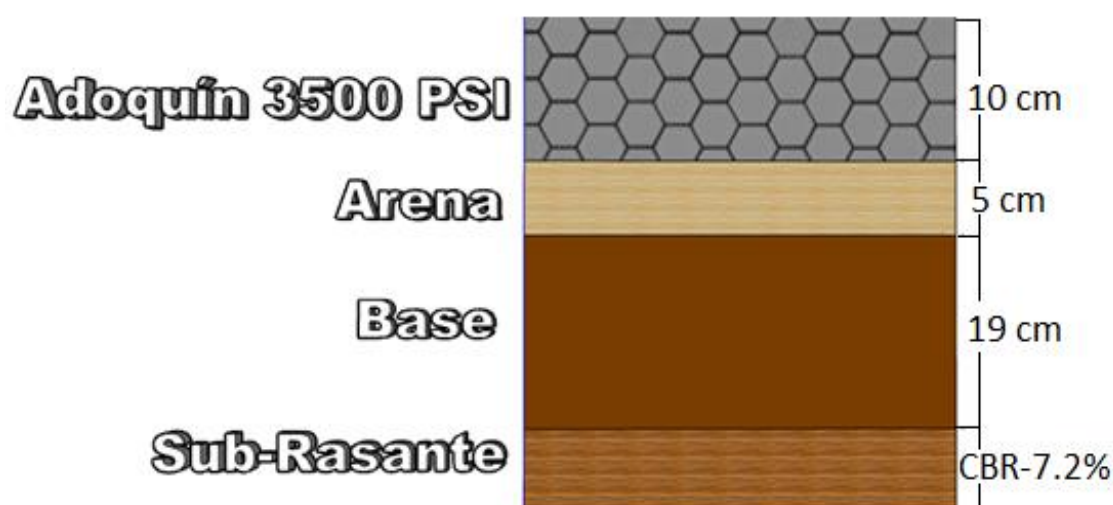
Tabla N° 45. Espesores finales de diseño.

Capa	Espesor	
	Pulgadas	Centímetros
Capa de rodamiento(Adoquín)	4	10
Capa de arena	2	5
Base	7.5	19
Espesor Total Requerido	13.5"	34"

Fuente: Elaboración Propia (2019).

A como se observa en la tabla anterior, al utilizar adoquín como carpeta de rodamiento, el espesor de 5 centímetros de arena no es tomado en cuenta en la suma total del espesor requerido, dado que se considera que el lecho de arena no tiene ningún aporte estructural. Tal y como se muestra en la Imagen N° 6 la estructura total es de 10 Cm.

Imagen N°6.Estructura Final de Pavimento



Fuente: Elaboración Propia (2019).

Capítulo VII:

Presupuesto

Aproximado



7.1. Introducción.

El Presupuesto es el cálculo anticipado del costo total estimado para ejecutar la construcción, reparación o mantenimiento de una obra de un determinado lugar en un período de tiempo fijado. Para calcular la estimación del monto que se requiere invertir y llevar a la realidad conforme el diseño propuesto este proyecto, es importante indagar la siguiente información, que es imprescindible para elaborar de forma más precisa dicho cálculo.

Se realizó una visita al entorno del proyecto con el objetivo de investigar las condiciones en que se encuentran los bancos de materiales propuestos, sus accesos, así como las características de la superficie para efectos de explotación. También se investigó la existencia del agua, piedra bolón para la mampostería, arena, entre otros elementos que son necesarios para la ejecución del proyecto. Seguidamente se procedió a investigar y actualizar el precio de todos los insumos que estarán incorporados en el proyecto, tales como cemento, arena de Motastepe, acero de refuerzo, grava, etc. Estos insumos forman parte del componente directo del costo unitario para los distintos conceptos de obras que son necesarios ejecutar. Así mismo, se efectuó una estimación de los costos indirectos que consideramos será suficiente para cubrir este tipo de gastos conforme las características del proyecto; se tomó en cuenta la ubicación geográfica y condiciones propias del lugar. De igual forma también se calculó y actualizo el precio de la renta horaria del equipo de construcción, que según nuestro criterio debe ser el mínimo para mejorar en tiempo y forma este importante tramo de carretera.

En base a las características y especificaciones técnicas se determinaron los costos de construcción para cada uno de los sub proyectos estudiados.

Para los cálculos de las cantidades de obras del movimiento de tierra se realizaron corridas con el programa Civil 3D 2020, con las secciones transversales típicas definidas. Una vez que se tuvo organizada la información previamente explicada se procedió a trabajar en el montaje de la memoria de cálculo del costo unitario correspondiente a cada concepto de obra.

Tabla N° 46. Información del proyecto.

Información del Proyecto	
Proyecto	Adoquinado de 5 km de Longitud
Ubicación	San Juan de Limay (Tranqueras - Loma Atravesada)
Tramo	Est. 0+000 a 0+5000
Longitud	5 km
Contratante	Alcaldía San Juan de Limay

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Tabla N° 47. Datos generales del proyecto.

Descripción del proyecto		
Actividad	U/M	Cantidad
Tasa de cambio	C\$ / US \$	33.50
Longitud del tramo	Metros	5000
Ancho de rodamiento	Metros	6.3
Profundidad de corte (Máximo-lineas de subrasante)	Metros	0.30
Base	Metros	0.19
Bordillo Longitudinal Ancho	Metros	0.15
Bordillo Longitudinal Altura	Metros	0.30
Viga de remate Ancho	Metros	0.15
Viga de remate Altura	Metros	0.30
Espaciamiento de viga de remate	Metros	50

Fuente: Elaboración Propia (2019).

7.2. Presupuesto del Proyecto.

Es aquel que se obtiene mediante el empleo de índices unitarios, multiplicado por las cantidades de obras a ejecutarse. De su valor refleja más o menos en forma precisa el valor del proyecto.

En el presente capítulo se presenta cada una de las etapas para el diseño, presentando los costos de forma general.

Para obtener dicho presupuesto se tomaron en consideración los Costos Directos y costos Indirectos. Para definir los costos unitarios se utilizó el catálogo de etapas para proyectos de rodamiento y FISE.

Costos Directos: Es el conjunto de erogaciones que tienen aplicación en un producto determinado. Está compuesto por la suma de los gastos de: materiales, mano de obra, equipos y herramientas.

- **Materiales:** se consultó la guía de los costos y el catálogo de precios proporcionados por la Alcaldía Municipal
- **Mano de obra:** Se determinó como un porcentaje de costo Unitarios de la actividad (material + equipos)
- **Maquinaria y Equipos:** se obtuvo a partir de la guía de costos del FISE, de acuerdo con la unidad de medida reflejada

Costos Indirectos

Para la determinación de los costos indirectos se aplicaron factores del total de costos directos de la obra, detallados en la siguiente tabla:

Tabla N°48. Costos Indirectos del Proyecto.

Costos Indirectos	
Costo	Porcentaje
Utilidades	12%
Impuestos Sobre la Renta (IR)	2%
Impuesto Valor Agregado (IVA)	15%
Impuesto Municipal	1%

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Determinación de los costos Directos por Etapas.

El cálculo de cantidad de cada una de las etapas se hizo según los planos y las especificaciones técnicas del diseño. Tomando en consideración que para la construcción de las obras se utilizará mano de obra calificada además de capacitar al personal para la supervisión y mantenimiento de las obras, proveniente de la población de cada uno del tramo mostrado en la siguiente tabla:

Tabla N°49. Mano de Obra.

Mano de Obra	
Personal	Cantidad
Ingeniero Residente	2
Fiscal y Maestro de Obra	2
Albañiles	15
Ayudantes	30
Operadores de tractor	3
operadores de camiones Volquetes	4
Operadores de Motoniveladoras	2
Operador de Retroexcavadora	2
Operador de cargador Frontal	2
Operador de Vibro Compactador	2
Operador de Cisterna	2
Mecánicos de equipos Pesado	2
Bodeguero	1
TOTAL	69

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Siendo un total de 69 personas las que se necesitan para la ejecución de este proyecto, significando esto 69 plazas de empleos temporales. A esto se le debe sumar cada obrero que se encargara de desramar árboles, limpiar maleza y quitar cercos para garantizar en ancho mínimo de la vía del camino.

Para el cálculo de los costos unitarios es necesario tener en cuenta el listado de materiales que se deben de utilizar en cada una de las etapas del proyecto mostradas en la siguiente tabla:

Tabla N°50. Materiales considerados.

Descripción	U/M	Precio (C\$)
Cemento	saco	320
Adoquin Tipo Trafico	C/U	23
Piedra Triturada de 1/2"	M3	650
Arena	M3	450
Agua	M3	15.17
Madera de pino	PULG 2 vr	120
Clavos Corriente	lbs	18
Acero de refuerzo	kg	23
Alambre de Amarre	lbs	23.15
perlin de 2" x 4" x 1/6" x 20"	C/U	25.12
soldadura	lbs	80
Acero Estructural	kg	27

Fuente: Elaboración Propia (2019).

La maquinaria pesada de la construcción y equipos considerados en la ejecución del movimiento de tierra y remoción de estructuras son las siguientes:

Tabla N° 51. Maquinaria y Equipos.

Maquinarias y Equipos	
Tipo	Cantidad
Tractores D6	2
Camiones Volquetes de 8 m3	3
Moto Niveladora	2
Cargador Frontal de 2.5 m3	2
Vibro Compactadora de 12 toneladas de velocidad Minima de 10km/h	1
Cisterna de agua de 2000 galones	1
Mezcladora de 1 saco	2
compactadora Manual	2
Bomba de succión de 2"	1
Retroexcavadora (esta puede ser utilizada en lugar de tractor y cargador frontal)	1
TOTAL	17

Fuente: Elaboración Propia (2019).

7.3. Preliminares.

Las características de Diseño de la vía con las que contará el tramo de adoquinado es de 5km. La etapa preliminar contempla las siguientes actividades:

7.3.1. Limpieza Inicial.

Es habitual que antes de comenzar el movimiento de tierra, se realice una medición a nivel de la superficie del terreno, limpiando de arbustos, plantas, árboles, broza, maleza y basura que pudiera hallarse en el terreno; a esta operación se la llama limpieza inicial, cuando ya se encuentra el terreno limpio y libre, se efectúa el replanteo y se comienza con la excavación.

Tabla N° 52. Limpieza Inicial.

Limpieza Inicial					
Estación			Dimensiones		Área
Inicial	Final	Banda	Longitud	Ancho	M2
0+000	5+000	Izquierda	5000	3.3	16500
0+000	5+000	Derecha	5000	3.3	16500
TOTAL					33000

Fuente: Elaboración Propia (2019).

7.3.2. Trazo y Nivelación.

Para todas las operaciones de nivelación se establecerán estacas de referencia cada 20 m.

7.3.3. Rótulo.

Consiste en la colocación del rótulo informativo del proyecto, los detalles de su costo unitario se muestran en la siguiente tabla:

Tabla N°53. Costo unitario del Rotulo.

Descripción	Unidad	cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Rotulo Informativo del proyecto	C/U	2	5800	11600
Total				11600

Fuente: Elaboración Propia (2019).

7.4. Movimiento de tierra, excavación y terraplenado.

El trabajo comprende descapote, cortes, excavación, relleno, construcción de terraplenes con taludes de corte o de ladera, acarreo de materiales de préstamo común o selecto, excavaciones especiales, rellenos especiales, extracción de materiales inadecuados, traslado a botaderos del material inadecuado, proceso y compactación adecuada de los materiales conforme las normas y diseños establecidos, aplicando los estudios geológicos y de suelo.

Antes de realizar el cálculo de la excavación es necesario conocer los resultados de la estructura de pavimento articulado descritos en la tabla siguientes:

Tabla N° 54. Estructura de Pavimento.

Estructura de pavimento	
Capa	Espesores m
Adoquin	0.10
Lecho de Arena	0.05
Base	0.19
TOTAL	0.34

Fuente: Elaboración Propia (2019).

El volumen de excavación a estimar depende del ancho de sección con la que contará el tramo y de la longitud del tramo (5000 m), los resultados se muestran a continuación:

Tabla N° 55. Volumen de Excavación.

Longitud del Tramo (m)	Ancho de Sección (m)	Espesor de corte (m)	Volumen (M3)
5000	6.6	0.30	9900
Volumen Total de Excavación			9900

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Los detalles de su costo Unitario de la excavación se muestran en anexo tabla N° 76. Pág XXVII.

Los detalles del costo unitario para base (nivelada, conformada y compactada al 95%), se muestran en Anexo tabla N° 77 pág XXVIII.

Se necesita un espesor de base de 0.19 metros. El volumen de cada una de estas capas se estimó utilizando el ancho de sección de 6.3 metros y la longitud del tramo es de 5000 metros, los resultados se muestran a continuación, en la siguiente tabla:

Tabla N° 46. Volumen de base.

Capa	Largo del Tramo (m)	Ancho de sección (m)	Espesor de capa (m)	por capa (M3)
Base	5000	6.6	0.19	6270
Volumen Total				6270

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Los Materiales a Exportar en el banco y la cantidad de volumen a ser cortado y excavado en el tramo, fueron afectados por el factor de abundamiento dependiendo del tipo de material mostrado en la siguiente tabla:

Tabla N° 57. Factor de Abundamiento.

Tipo de Material	Porcentaje	Factor de Abundamiento
Arcillas	25%	1.25
Arenas	15%	1.15
Gravas y Material selecto	30%	1.30
Escombros, tierra vegetal	30%	1.30
Lodos con tierra vegetal	35%	1.35
Rocas entre 3" y 14"	40%	1.40

Fuente: Elaboración Propia (2019).

El valor del factor de abundamiento escogido fue de 1.25, ya que el material a desalojar y acarrear es arcillas, mostrada en la siguiente tabla:

Tabla N° 58. Volumen de base.

Actividad	Volumen (m3)	Factor de Abundamiento	Volumen por Capa (m3)
Desalojo de material	9900	1.25	12375
Acarreo de material	7590	1.25	9487.5

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Los detalles del costo unitario para acarreo y desalojo de material se muestran en anexo tabla N° 78 pág XXIX.

7.5. Sección de calles.

Una vez terminado el proceso de cortes, rellenos y compactación para conformar la estructura de pavimento se procederá a colocar una capa de 0.05 metros de arena. La arena que se utiliza deberá ser pasada el 100% por la malla N° 4 y deberá estar libre de terrones de arcilla, basura o cualquier otro material inadecuado, libre de material orgánico o material de Pómez.

El tamaño de los adoquines deberá ser uniforme para evitar irregularidades o juntas muy anchas, después de colocadas. El adoquín que se recogió es del tipo "TRAFICO", de concreto de 3500 psi. La superficie adoquinada, una vez terminada deberá tener un bombeo del 3% lateral para facilitar el escurrimiento del agua. El área por adoquinar se calculó, considerando el ancho de rodamiento con la que contara el tramo, los resultados se muestran a continuación en la siguiente tabla:

Tabla N° 59. Área de colocación de adoquines de 3500 psi.

Área de Colocación de Adoquines de 3500 psi		
Largo del Tramo (m)	Ancho de Rodamiento (m)	Volumen (m2)
5000	6.3	31500
TOTAL		31500

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Se calculó el volumen de concreto de 3500 psi para bordillos longitudinales considerando que serán de 0.15 metros de ancho por 0.30 metros de alto.

Tabla N° 60. Volumen de concreto para bordillos longitudinales.

Volumen de concreto para bordillos longitudinales				
Capa	Banda (m)	Bordillo Longitudinal		Volumen por banda (m3)
		Ancho (m)	Altura (m)	
Derecha	5000	0.15	0.30	225
Izquierda	5000	0.15	0.30	225
Volumen Total				450

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Para el cálculo del volumen de concreto de 3500 psi para vigas de remate transversales se consideró que serán de 0.15 metros de ancho por 0.30 de alto, espaciadas a 50 metros, los resultados se muestran a continuación en la siguiente tabla:

Tabla N° 61. volumen de concreto para vigas transversales.

Volumen de concreto para vigas transversales					
Largo de Banda (m)	Separación (m)	Ancho de Rodamiento (m)	Viga de Remate		Volumen (m3)
			Ancho (m)	Altura (m)	
5000	50	6.3	0.15	0.30	28.92
Volumen Total					28.92

Fuente: Elaboración Propia (2019).

A continuación, se presenta como se calculó la cantidad de materiales necesarios para obtener 1 metro cúbico de 3500 psi (proporción 1:2:3).

Tabla N° 62. Cantidad de Materiales para 1 m3 de concreto de 3500 psi.

Cantidad de materiales para 1m3 de concreto de 3500 psi						
Elemento	Proporción	Cantidad por Elemento	Unidad de Medida	Desperdicio por Elemento	Rendimiento de Mezcla	TOTAL Elemento
Cemento	1	5.89	Bolsa	5%	75%	8.24
Arena	2	0.33	M3	30%	75%	0.58
Grava	3	0.5	M3	15%	75%	0.77
Agua	-	8	Gln/Bls			65.92

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Costo Unitario para 1 m3 de concreto de 3500 psi. (Ver anexo, tabla N° 79, pág XXX).

7.6. Limpieza Final.

Esta etapa se refiere exclusivamente a la disposición de material contaminado que resultan de las excavaciones, la limpieza del revenido durante el proceso de perfilación y revestimiento, limpieza de vados, etc. Esta etapa se cobra de forma Global, con un costo Total de C\$ 15000.00, ver en tabla siguiente:

Tabla N° 63. Limpieza Final.

Limpieza Final			
Cantidad	Unidad	Costo unitario	Costo Total
1	glb	15,000	C\$15,000.00

Fuente: Elaboración Propia (2019).

En base a los cálculos realizados se realizó un Take OFF de costos directos e indirectos por etapas, mostrados a continuación.

Tabla N° 64. Take OFF.

Etap	Subetapa	Concepto de Obra Descripción de Etapa y Subetapa	U/M	Cantidad	Costo Unitario Directos C\$	Costo Unitario de Venta C\$	Costo Total C\$	Costo Total \$
010	00	PRELIMINARES					249,425	7,445.52
010	01	Limpieza para adoquinado	m2	33000	5	6.5	165,000	4,925.37
010	02	Movilización y Desmovilización	Glb	1	30325	31000	30,325	905.22
010	03	Rotulo alusivo al proyecto	C/U	2	5800	6000	11,600	346.27
010	04	Trazo y Nivelación con Estación Total	ml	5000	8.5	10	42,500	1,268.66
020	00	MOVIMIENTO DE TIERRA					10,484,223.75	314,841.55
020	01	Explotación o corte	m3	29925	222.95	310	6,671,778.75	200,353.72
020	02	Acarreo de Materiales	m3	38902.5	98	120	3,812,445	114,487.84
030	00	EXCAVACIÓN Y TERRAPLENADO					4,062,300	121,990.99
030	01	Excavacion	m3	9900	140	170	1,386,000	41,621.62
030	02	Base Reclinada con material de Banco (nivelada, conformada y compactada)	m3	6270	190	220	1,191,300	35,774.77
030	03	Desalogo de Material	m3	12375	120	150	1,485,000	44,594.59
040	00	SECCIÓN DE CALLES	m2				27,433,560	823,830.63
040	01	Colocación de adoquines de 3500 psi	m2	31500	770	1000	24,255,000	728,378.38
040	02	Bordillos Longitudinales en calles (15cm x 30cm)	m3	450	4300	4500	1,935,000	58,108.11
040	03	Viga de remate (15cm x 30cm)	m3	28.92	43000	4500	1,243,560	37,344.14
050	00	LIMPIEZA					15,000	450.45
050	01	Limpiezay Entrega Final	Glb	1	15000	16000	15,000	450.45
		Sub - Total sin impuestos					42,244,508.75	1,268,559.15
		Impuestos Municipal (1)					422,445.09	12,685.59
		Impuesto sobre la Renta (2%)					844,890.18	25,371.18
		Utilidades (12%)					5,069,341.05	152,227.10
		Impuesto al valor agregado I.V.A. (15%)					6,336,676.31	190,283.87
		TOTAL GENERAL					48,581,185	1,649,126.89

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Capítulo VIII:

Conclusiones y

Recomendaciones



8.1. Conclusiones.

De acuerdo a los objetivos planteados inicialmente se ha concluido que:

En el Estudio Geotécnico se analizaron un total de 51 sondeos manuales con profundidades máximas de 1.50 metros los cuales evidencian que superficialmente existe una capa de rodamiento de 13 a 30 cm de espesor. Los suelos por debajo de la línea de subrasante están compuestos en su mayoría de grava arena y arena del tipo A-1-a y A-2-4, son tipos de suelo de regular calidad para ser utilizados como subrasante. El cálculo del CBR de diseño de la Sub- Rasante resultó de 7.2 %.

Estudio Topográfico en este capítulo se determinó la posición relativa de los puntos sobresalientes localizados sobre la superficie de la tierra, los cuales permitieron obtener una representación gráfica de las principales características del relieve. Se realizaron actividades de campo y de gabinete. Así mismo se realizó el reconocimiento del terreno, se estableció el BM geodésico, posteriormente con una Estación Total TOPCON se realizó el levantamiento tomando las coordenadas de cada punto (x, y, z) cada 20 m, iniciando el recorrido en la estación 0+000 ubicada en la comunidad de Tranqueras y finaliza en la comunidad Loma Atravesada (San Juan de Limay) y se estableció la ubicación de los controles topográficos con fines de colocar las poligonales de apoyo que serían utilizadas en toda la etapa operativa del desarrollo del proyecto.

En el Diseño geométrico, expone resultados que corresponden al establecimiento o definición de la Geometría Vial del tramo de Proyecto Tranqueras-Loma Atravesada (5 kilómetros), adoptando las Normas de Diseño del Proyecto mostradas en Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras Regionales (Normas SIECA, 2da Edición 2004) o en su defecto la Guía de Diseño Geométrico de la AASHTO (A Policy On Geometric Design of Highways and Streets, Quinta Edición 2004). El tramo de carretera se diseñó con calzada de 6.6 metros, bordillos longitudinales de 0.15*0.30 metros a cada lado, para un total de sección típica de 6.6 metros. Se definieron los parámetros tal como; coeficiente de fricción longitudinal (0.17),

radio de curvatura máximo (25.47 metros), pendiente transversal (3%), distancia de visibilidad de parada (45 metros) y rebase (295 metros); en función de la velocidad de diseño (45 km/h).

En el estudio de tránsito se realizó un aforo vehicular durante una semana, de 6am a 6pm, en dos puntos estratégicos al inicio de la vía en el empalme Tranqueras, en la estación 0+000 y al final del tramo en la comunidad Loma-Atravesada, en la estación 5+000, lo que permitió obtener la cantidad, tipos de vehículos que circulan por el lugar y los volúmenes, así mismo totalizar los datos ,que permiten hacer los cálculos de TPDS dando igual a 338 vehículos por día, en base a ese valor y la Estación de Mayor Cobertura con los factores de ajustes se obtiene un TPDA igual 482 vehículos/día, y haciendo uso de recursos tales como registros históricos (TPDA, PIB Y POB),obtenemos una tasa de crecimiento de 4.7 % correspondiente al TPDA (Trafico Promedio Diario Anual) que resulta aceptable en relación al crecimiento económico que tuvo el país en el año 2017,y la que será usada en elementos importantes para poder hacer el total de tránsito de diseño dando como resultado un valor de 1116206.50 vehículos ,en un período de 15 años .

Diseño de pavimento articulado en este capítulo se determinaron los espesores de las capas que constituyen la estructura del mismo, con el propósito de obtener un número estructural del pavimento que pueda soportar el nivel de carga esperado, el cálculo de los ejes equivalentes o ESAL´S dio un total de 600411, y los espesores finales de diseño son: la capa de rodamiento con 10 cm, capa de arena 5 cm, base con 19 cm, sin embargo, al utilizar adoquín como carpeta de rodamiento, el espesor de 5 centímetros de arena no es tomado en cuenta en la suma total del espesor requerido, dado que se considera que el lecho de arena no tiene ningún aporte estructural.

Presupuesto aproximado, en este capítulo se realizó el cálculo anticipado del costo total de la construcción, se realizó una visita al entorno del proyecto con el objetivo de investigar las condiciones en que se encuentran los bancos de materiales propuestos, Así mismo, se efectuó una estimación de los costos

indirectos que consideramos, se realizó un Take OFF con el fin de obtener el costo aproximado del proyecto dando como resultado 1,649,126.89 dólares.

8.2. Recomendaciones.

- Los materiales para revestimiento serán provenientes de la explotación de bancos de material selecto. El material deberá estar libre de sustancias deletéreas o talcosas, teniendo propiedades ligante tales que permitan una buena compactación y contribuyan a formar una capa de base bien ligada y densa
- Para la mezcla de suelo-cemento de la capa base se deberá utilizar una dosificación del % de cemento portland y material del Banco N°2 (Agua Zarca)
- El suelo-cemento será curado durante 7 días por medio de riegos de agua, arena humedad o cualquier otro método aprobado
- Verificar que la calidad de los materiales es la determinada en el diseño, que cumplan con las especificaciones de calidad y resistencia propuestas en las Normas NIC- 2000
- Utilizar adoquín tipo tráfico y que este cumpla con su resistencia de 3,500 PSI según la NIC 2000
- La arena a utilizar como lecho de adoquines deberá de ser limpia y tener una granulometría tal que la totalidad de la arena pase por el tamiz de 3/8" y no más del 5% pase por el tamiz N°200
- La estructura final de pavimento articulado debe cumplir con los espesores de diseño que en este caso son, adoquín de 10 cm, 5 cm de Arena, 19 cm de base
- Durante la construcción de la obra se recomienda que se efectué una adecuada supervisión que permita el control riguroso de la calidad de los materiales, así como de los procesos constructivos a ser empleados en el proyecto.

8.3. Bibliografía.

Gámez Morales, w. R. (2015). Texto básico autoformativo de topografía general. Managua: UNA.

INIFOM. (2006). Manual de presupuesto de obras municipales. Managua: Departamento de inversiones y servicios municipales.

MTI. (2008). Manual para la revisión de diseño de pavimentos. Managua.

MTI. (2008). Manual para la Revisión de Estudios Geotécnicos. Managua.

MTI. (2017). Anuario de Aforos de Tráfico. Managua.

SIECA. (2004). Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales . Centro América.

Agudelo Ospina, J.J. (2002). Diseño Geométrico de Vías. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.

SIECA. (2011). Manual Centroamericano de Normas para el Diseño Geométrico de Carreteras.

ANEXOS

Tabla N°65.Matriz de ensayo

MATRIZ DE ENSAYO (GRANULOMETRIA, LIMITES ATTEMBERG, CLASIFICACION) TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA																					
Sondeo N°	Muestra N°	Cordenadas		Estación	Profundidad en cm	Porcentajes que pasan en tamices (%)											LL	IP	LP	Clasificación H.R.B	OBSERVACIÓN
		X	Y			3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200					
1	1	550,526.00	1,462,898.00	0+000	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.9	82.9	64.1	50.8	44.6	29.4	19.5	33.3	9.0	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100	100	100	100	93.7	76.1	60.5	44.9	19.9	25.0	A-7-5 (10)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
2	1	550,418.00	1,462,900.00	0+100	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.5	84.1	65.1	51.4	44.1	29.8	20.0	32.9	9.5	23.4	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100	100	100	100	93.6	76.8	61.1	42.8	19.0	23.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
3	1	550,332.00	1,462,892.00	0+200	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.8	82.9	64.3	50.8	44.9	29.8	20.0	33.9	10.0	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100	100	100	100	93.7	76.2	60.2	43.8	19.8	24.1	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
4	1	550,258.00	1,462,801.00	0+300	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.9	83	64.3	50.8	44.9	30.1	20.2	33.9	9.7	24.2	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100	100	100	100	93.6	76.7	61.4	43.8	18.9	25.0	A-7-5 (10)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
5	1	550,371.00	1,463,045.00	0+400	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.7	82.7	64.3	50.7	44.7	30.3	20.4	33.9	9.9	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	92.4	75.9	60.3	43.9	18.5	25.4	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
6	1	550,320.00	1,463,148.00	0+500	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.5	64.6	50.9	44.9	29.4	19.8	33.8	9.5	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.7	76.2	60.2	43.9	18.2	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
7	1	550,203.00	1,463,137.00	0+600	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.4	83.7	65.3	51.4	45.4	30.2	20.7	33.9	10.1	23.8	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.4	75.9	59.8	43.8	18.4	25.5	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.

MATRIZ DE ENSAYO (GRANULOMETRIA, LIMITES ATTEMBERG, CLASIFICACION) TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA																					
Sondeo Nº	Muestra Nº	Cordenadas		Estación	Profundidad en cm	Porcentajes que pasan en tamices (%)											LL	IP	LP	Clasificación H.R.B	OBSERVACIÓN
		X	Y			3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200					
8	1	550,099.00	1,463,119.00	0+700	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	86.9	82.5	63.4	50.8	45.0	30.4	20.3	34.0	10.3	23.7	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.2	76.5	60.8	44.2	18.4	25.8	A-7-5 (10)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
9	1	549,987.00	1,463,101.00	0+800	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.9	82.9	64.5	50.8	45.0	30.0	19.8	33.9	10.2	23.7	9	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.0	77.1	61.7	43.8	18.4	25.5	A-7-5 (10)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
10	1	549,882.00	1,463,102.00	0+900	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.0	83.1	64.4	50.8	45.1	30.2	19.7	33.3	9.1	24.2	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.7	76.2	60.2	44.2	18.8	25.4	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
11	1	549,785.00	1,463,102.00	1+000	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.4	83.9	65.3	51.9	46.0	30.3	20.1	34.1	10.3	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.6	76.4	60.6	44.3	18.5	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
12	1	549,694.00	1,463,087.00	1+100	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.7	82.8	64.6	50.9	45.0	29.9	19.4	33.8	9.8	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.6	76.8	61.1	42.8	17.3	25.6	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
13	1	549,517.00	1,463,023.00	1+200	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.2	83.4	65.1	51.5	46.0	30.8	20.7	32.9	8.9	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.4	76.3	60.4	43.9	18.4	25.5	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
14	1	549,510.00	1,462,970.00	1+300	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.9	83.2	64.6	51.1	45.2	30.0	20.2	33.9	9.7	24.1	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.7	76.6	60.7	44.0	18.1	25.9	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.

MATRIZ DE ENSAYO (GRANULOMETRIA, LIMITES ATTEMBERG, CLASIFICACION) TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA																					
Sondeo Nº	Muestra Nº	Cordenadas		Estación	Profundidad en cm	Porcentajes que pasan en tamices (%)											LL	IP	LP	Clasificación H.R.B	OBSERVACIÓN
		X	Y			3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200					
15	1	549,504.00	1,462,946.00	1+400	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.7	82.8	64.3	50.7	44.8	30.4	20.1	33.2	9.2	24.1	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.4	76.1	59.7	43.8	17.9	25.9	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
16	1	549,300.00	1,462,921.00	1+500	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.8	83.0	64.8	51.1	45.1	29.8	19.7	33.3	9.0	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.7	76.1	60.5	44.0	18.6	25.4	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
17	1	549,200.00	1,462,880.00	1+600	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	45.7	30.6	20.6	33.3	9.1	24.1	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.0	83.1	64.7	51.1	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
18	1	549,132.00	1,462,807.00	1+700	25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (8)	Grava limo arenosa, color café .
	2				0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.8	82.9	64.2	50.6	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
19	1	549,044.00	1,462,803.00	1+800	25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Grava limo arenosa, color café .
	2				0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.6	82.8	63.7	50.8	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
20	1	548,984.00	1,462,869.00	1+900	25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (9)	Grava limo arenosa, color café .
	2				0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.1	83.4	65.1	51.3	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
21	1	548,775.00	1,462,815.00	2+000	25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Grava limo arenosa, color café .
	2					100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.

MATRIZ DE ENSAYO (GRANULOMETRIA, LIMITES ATTEMBERG, CLASIFICACION) TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA																					
Sondeo Nº	Muestra Nº	Cordenadas		Estación	Profundidad en cm	Porcentajes que pasan en tamices (%)											LL	IP	LP	Clasificación H.R.B	OBSERVACIÓN
		X	Y			3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200					
22	1	548,663.00	1,462,744.00	2+100	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.3	82.4	64.1	51.3	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
23	1	548,597.00	1,462,660.00	2+200	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.0	83.1	64.7	51.1	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
24	1	548,502.00	1,462,615.00	2+300	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.8	83.0	64.8	51.1	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
25	1	548,387.00	1,462,639.00	2+400	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.4	83.9	65.3	51.9	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
26	1	548,288.00	1,462,629.00	2+500	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.5	84.1	65.1	51.4	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
27	1	548,174.00	1,462,599.00	2+600	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.7	82.7	64.3	50.7	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
28	1	548,089.00	1,462,563.00	2+700	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.2	83.4	65.1	51.5	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.

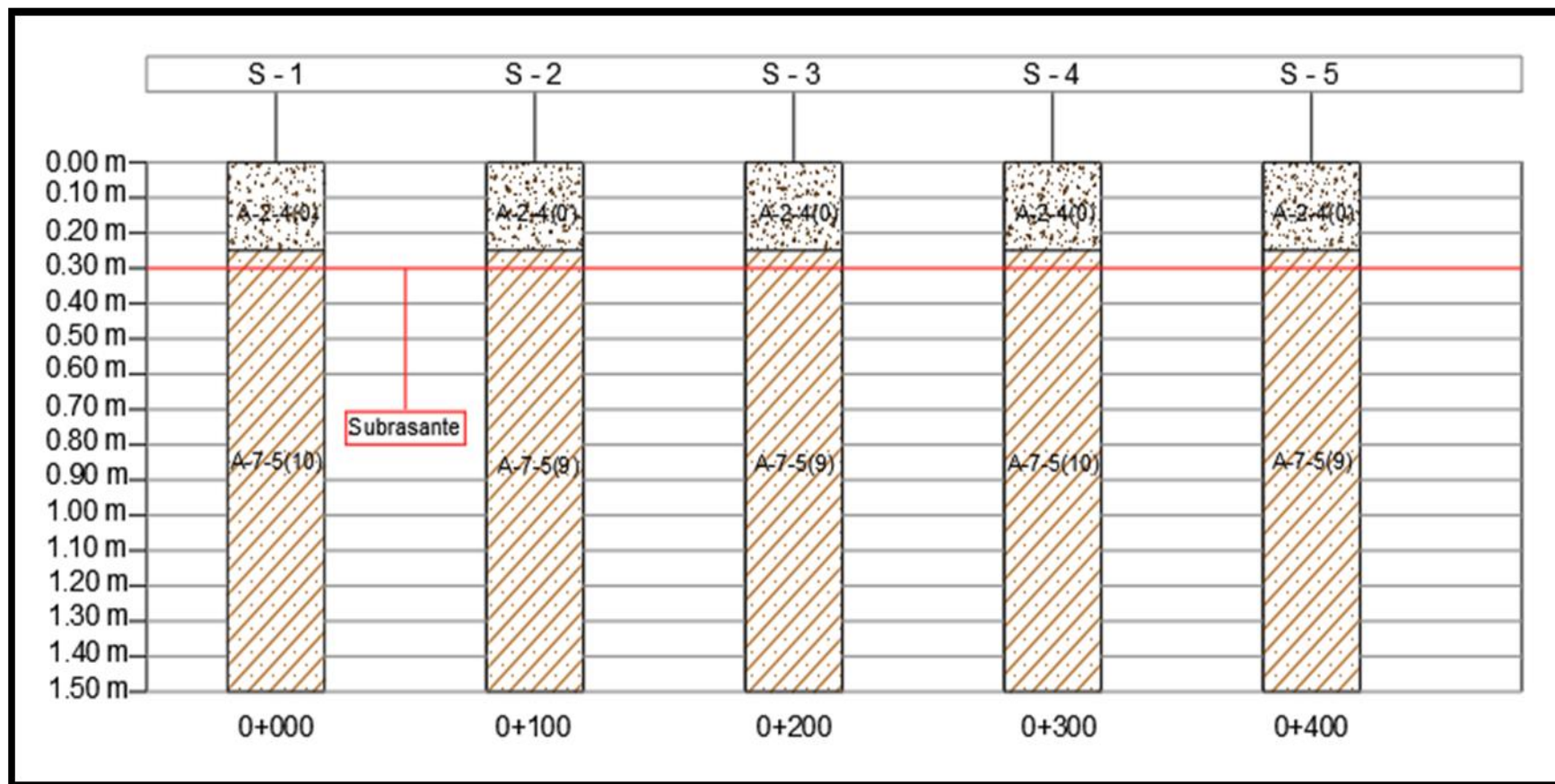
MATRIZ DE ENSAYO (GRANULOMETRIA, LIMITES ATTEMBERG, CLASIFICACION) TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA																					
Sondeo Nº	Muestra Nº	Cordenadas		Estación	Profundidad en cm	Porcentajes que pasan en tamices (%)											LL	IP	LP	Clasificación H.R.B	OBSERVACIÓN
		X	Y			3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200					
29	1	547,996.00	1,462,519.00	2+800	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
30	1	547,874.00	1,462,493.00	2+900	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.0	83.1	64.7	51.1	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
31	1	547,767.00	1,462,475.00	3+000	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
32	1	547,638.00	1,462,463.00	3+100	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	88.3	82.4	64.1	51.3	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
33	1	547,530.00	1,462,443.00	3+200	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
34	1	547,437.00	1,462,396.00	3+300	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.0	83.1	64.7	51.1	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
35	1	547,346.00	1,462,382.00	3+400	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
					25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.

MATRIZ DE ENSAYO (GRANULOMETRIA, LIMITES ATTEMBERG, CLASIFICACION) TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA																					
Sondeo Nº	Muestra Nº	Cordenadas		Estación	Profundidad en cm	Porcentajes que pasan en tamices (%)											LL	IP	LP	Clasificación H.R.B	OBSERVACIÓN
		X	Y			3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200					
36	1	547,239.00	1,462,409.00	3+500	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
37	1	547,137.00	1,462,424.00	3+600	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.2	83.4	65.1	51.5	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
38	1	547,034.00	1,462,457.00	3+700	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	45.1	29.8	19.7	34.2	10.2	24.0	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.3	76.0	59.6	44.1	18.3	25.8	A-7-5 (8)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
39	1	546,940.00	1,462,470.00	3+800	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.4	65.1	51.3	44.6	29.5	19.9	33.4	9.1	24.3	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.5	76.7	61.6	42.8	17.0	25.8	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
40	1	546,900.00	1,462,440.00	3+900	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.5	83.8	65.5	52.0	45.9	30.8	20.7	33.9	9.9	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.7	76.5	60.1	43.0	17.3	25.6	A-7-6 (6)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
41	1	546,837.00	1,462,483.00	4+000	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.6	83.9	65.2	51.5	45.4	30.3	20.7	32.9	8.9	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.0	80.2	64.4	43.8	18.2	25.6	A-7-6 (6)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
42	1	546,808.00	1,462,465.00	4+100	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.7	83.9	65.3	51.6	46.0	31.1	20.9	32.9	8.9	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.7	78.2	63.0	44.9	19.3	25.6	A-7-5 (10)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.

MATRIZ DE ENSAYO (GRANULOMETRIA, LIMITES ATTEMBERG, CLASIFICACION) TRAMO TRANQUERAS - LOMA ATRAVESADA																					
Sondeo Nº	Muestra Nº	Cordenadas		Estación	Profundidad en cm	Porcentajes que pasan en tamices (%)											LL	IP	LP	Clasificación H.R.B	OBSERVACIÓN
		X	Y			3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	3/8"	4	10	40	200					
43	1	546,727.00	1,462,505.00	4+200	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.1	83.5	65.0	51.6	45.5	30.4	20.4	33.9	10.1	23.8	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.7	78.0	62.3	43.8	18.2	25.6	A-7-5 (10)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
44	1	546,721.00	1,462,512.00	4+300	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.2	83.5	65.2	51.7	45.6	30.4	20.8	33.9	9.9	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.8	77.8	62.4	42.2	16.5	25.6	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
45	1	546,619.00	1,462,529.00	4+400	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.7	84.0	65.7	52.0	46.6	31.5	22.1	33.9	9.9	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.9	76.8	60.8	42.8	17.2	25.6	A-7-6 (6)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
46	1	546,503.00	1,462,533.00	4+500	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.7	65.2	51.7	46.4	31.4	21.8	32.0	8.1	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.1	77.4	61.9	44.8	19.2	25.6	A-7-6 (6)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
47	1	546,521.00	1,462,548.00	4+600	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.4	83.8	65.5	51.8	45.6	30.5	20.4	32.5	8.6	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.6	76.7	60.6	42.8	17.2	25.6	A-7-6 (6)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
48	1	546,524.00	1,462,560.00	4+700	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.9	84.4	66.0	52.2	46.1	30.7	21.0	33.9	9.9	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.8	79.2	64.6	42.8	17.2	25.6	A-7-6 (6)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
49	1	546,429.00	1,462,569.00	4+800	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.3	83.6	65.1	51.5	46.3	31.5	21.6	31.9	7.9	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.1	77.5	61.8	43.8	18.2	25.6	A-7-6 (6)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
50	1	546,308.00	1,462,540.00	4+900	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.5	83.7	65.8	52.0	46.0	30.5	20.5	33.4	9.5	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.0	78.0	62.0	43.2	17.6	25.6	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.
51	1	546,368.00	1,462,505.00	5+000	0 - 25 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	89.8	84.2	65.9	52.2	46.2	30.6	20.6	33.2	9.3	23.9	A-2-4 (0)	Grava limo arenosa, color café .
	2				25 -150 cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.1	77.9	61.9	43.2	17.5	25.6	A-7-5 (9)	Arcilla arenosa, de mediana plasticidad, color café.

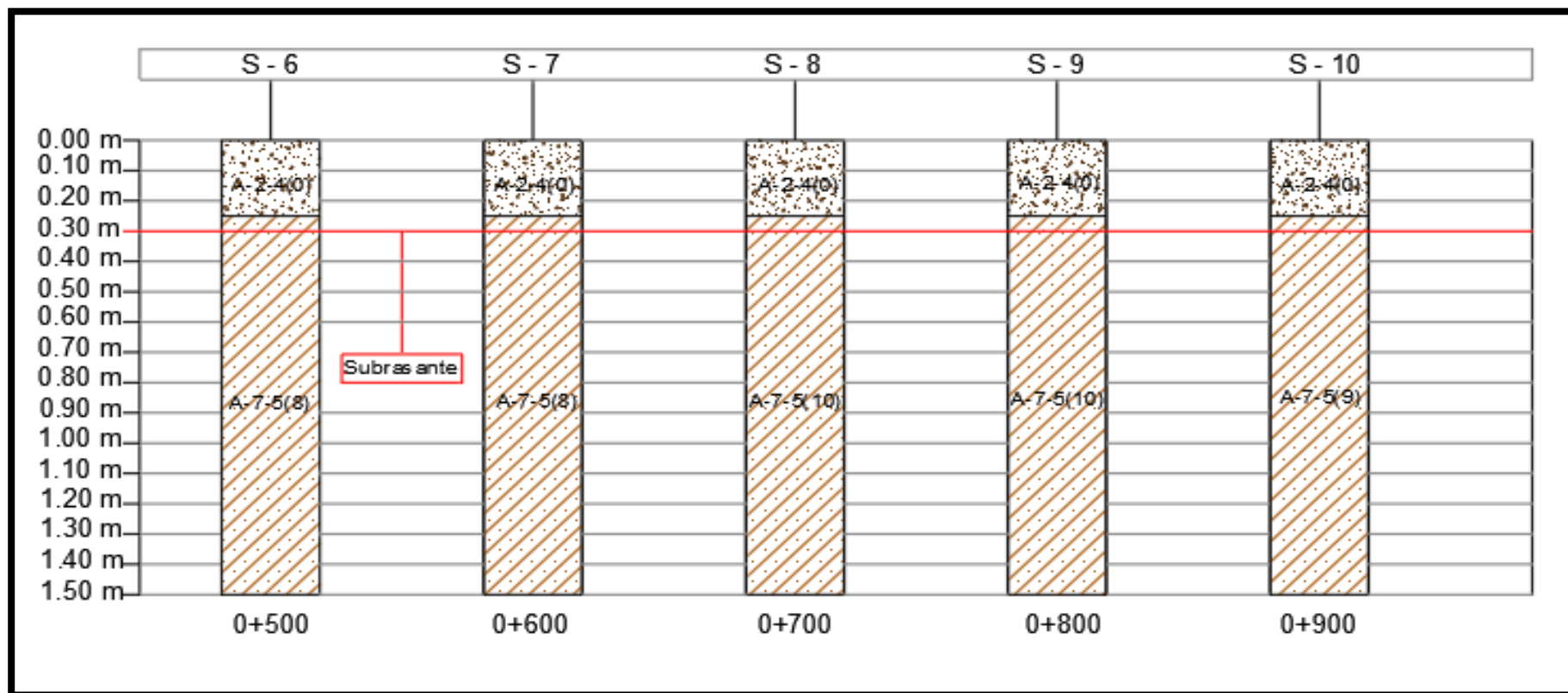
Fuente: Elaboración Propia (2019).

Gráfico N°8. Perfiles estratigráficos (Est. 0+000 a 0+400).



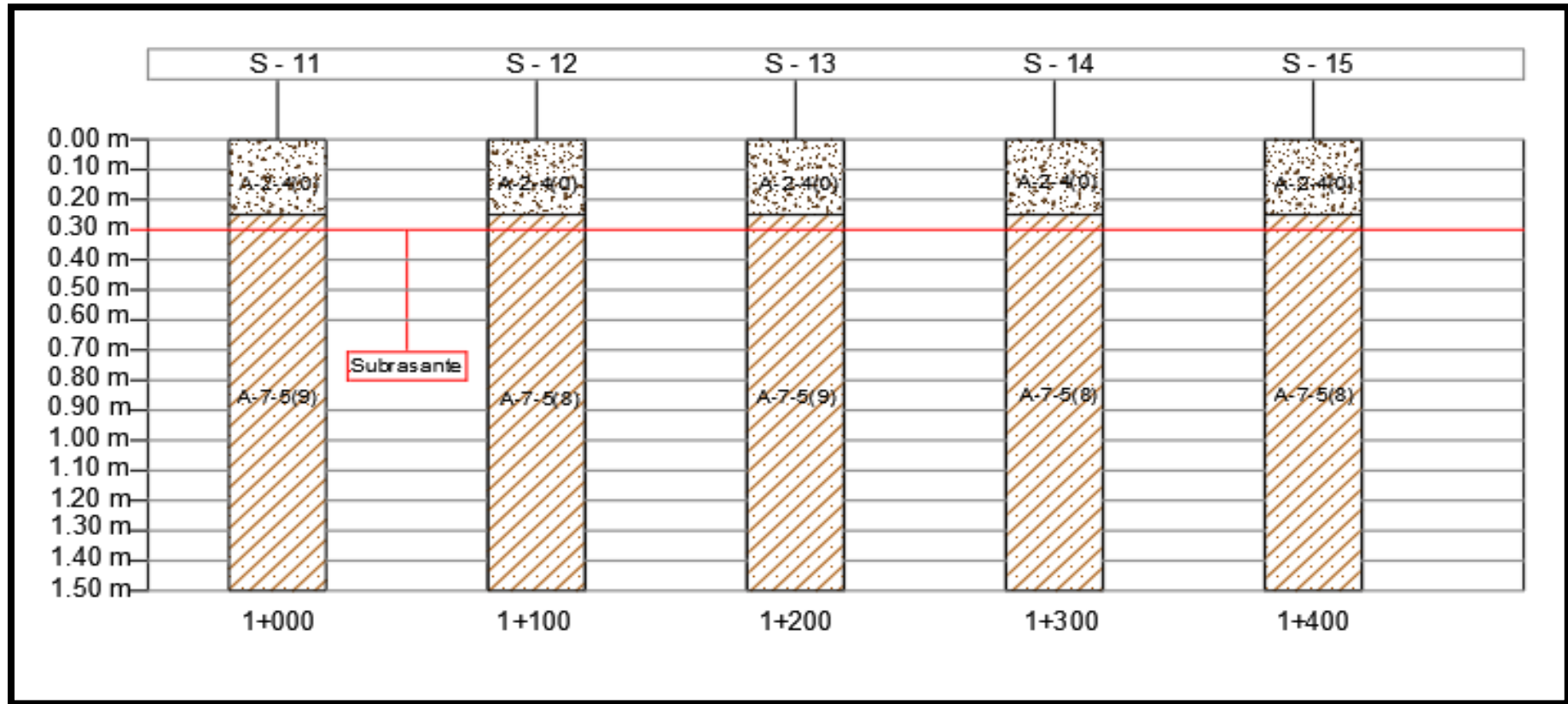
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°9. Perfiles estratigráficos (Est. 0+500 a 0+900).



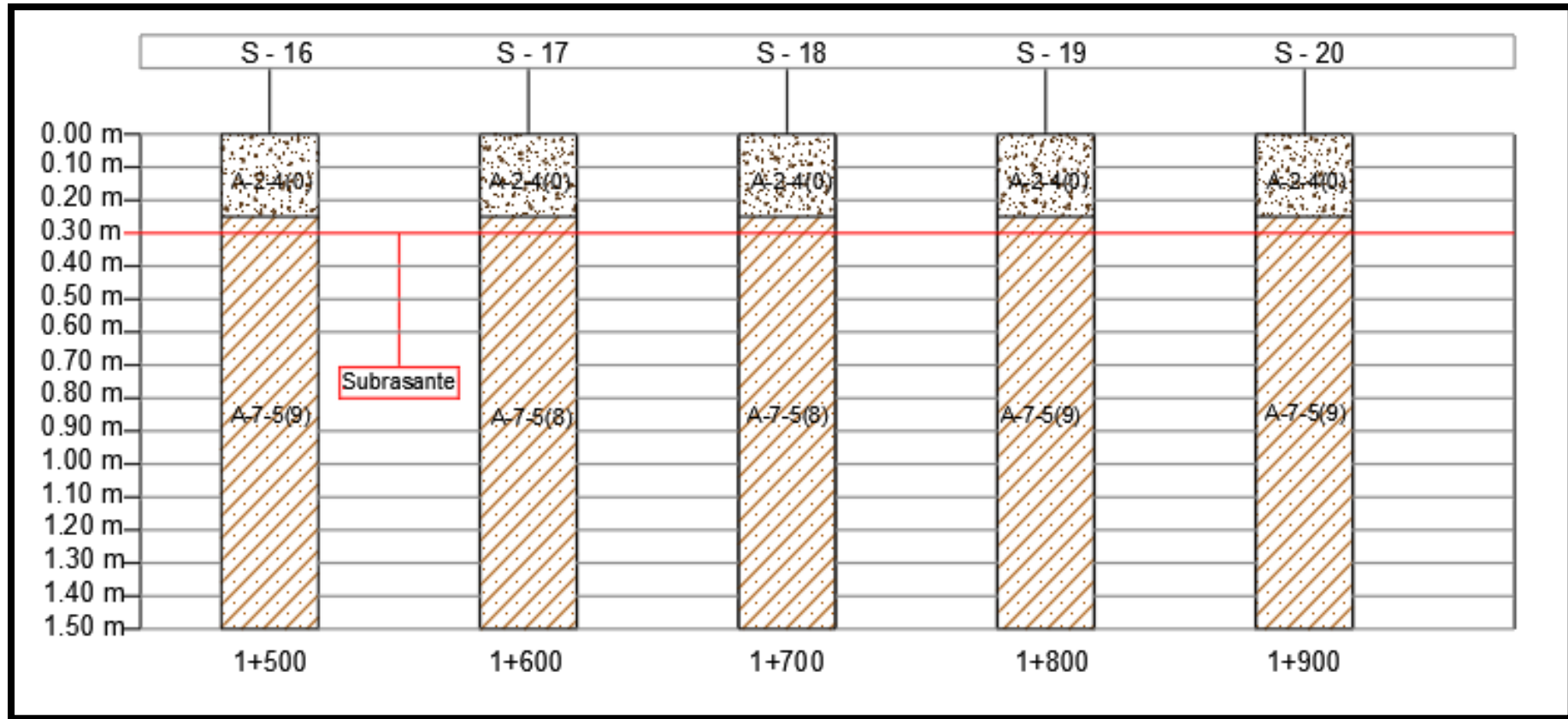
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°10. Perfiles estratigráficos (Est. 1+000 a 1+400).



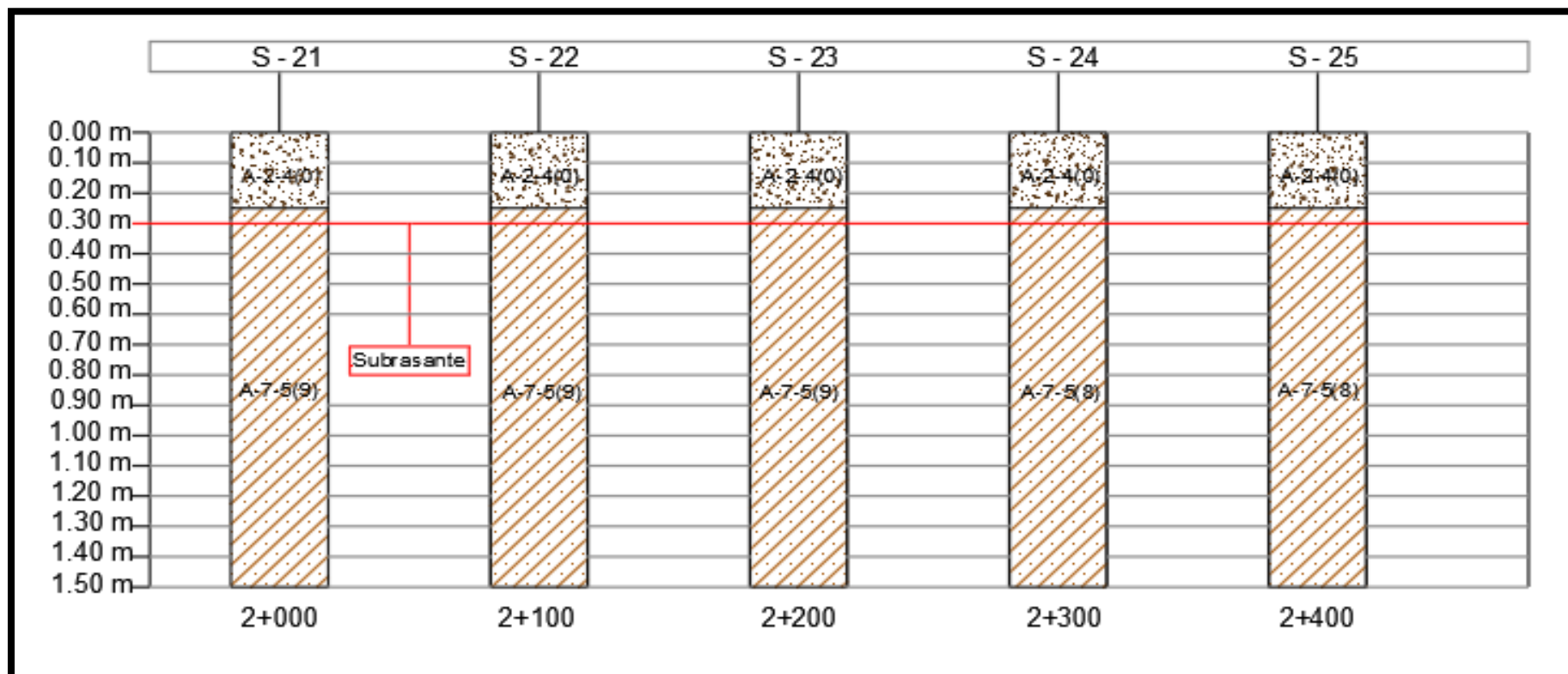
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°12. Perfiles estratigráficos (Est. 1+500 a 1+900).



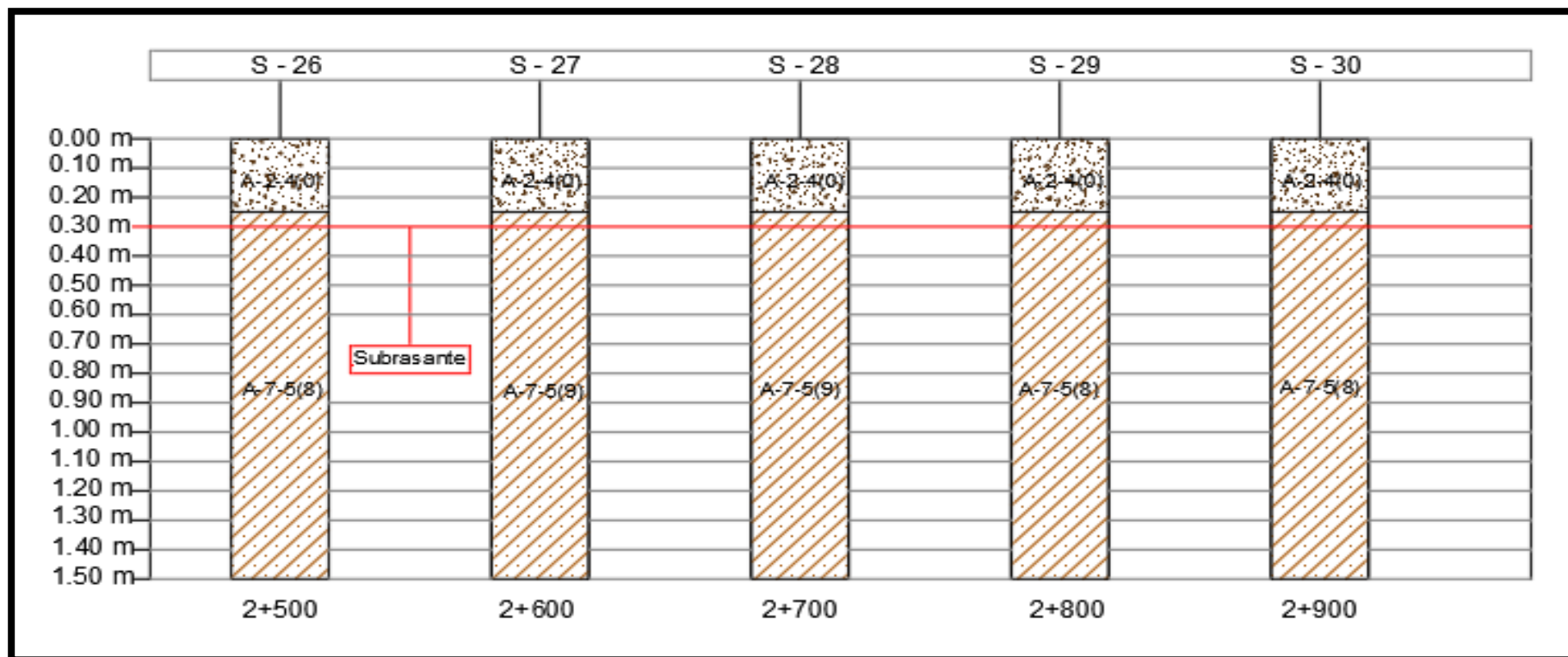
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°32. Perfiles estratigráficos (Est. 2+000 a 2+400).



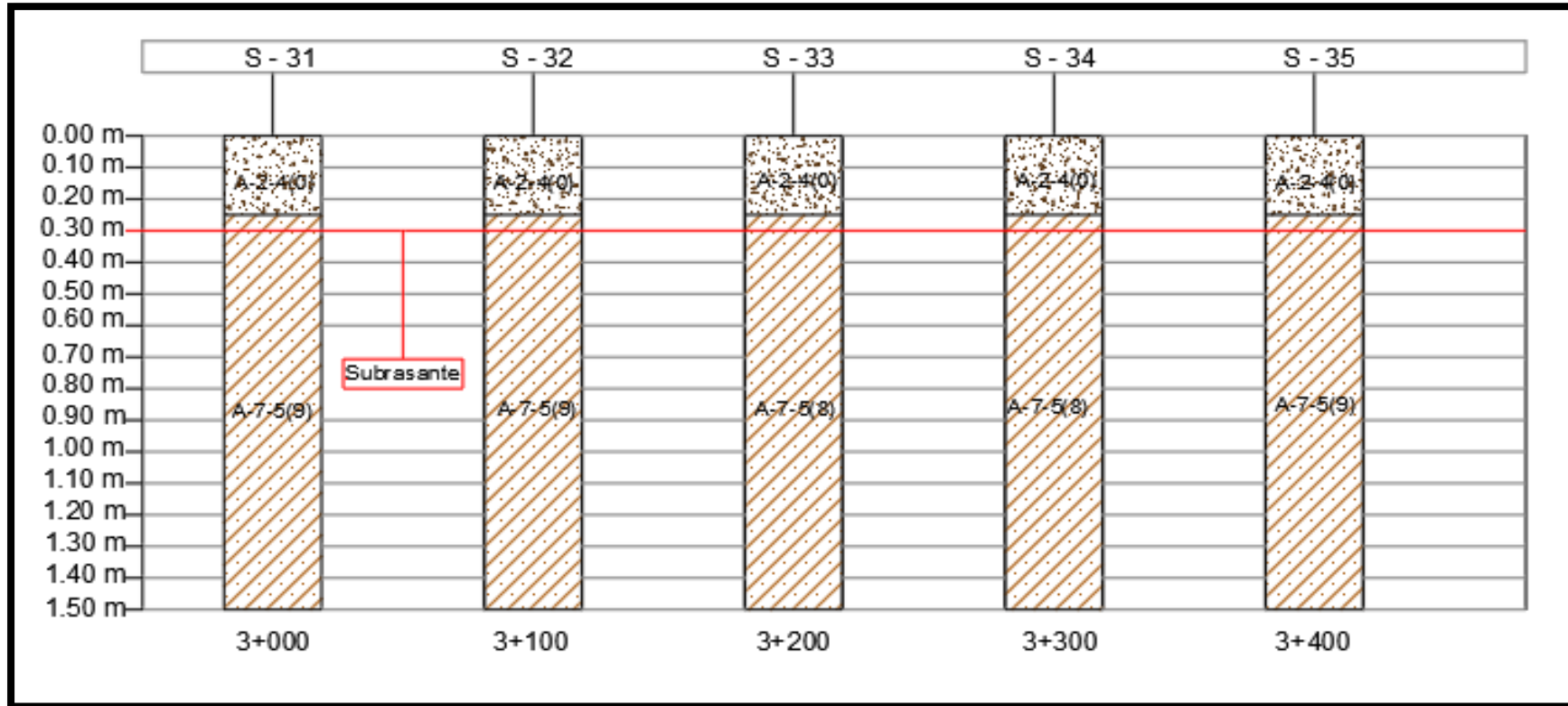
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°43. Perfiles estratigráficos (Est. 2+500 a 2+900).



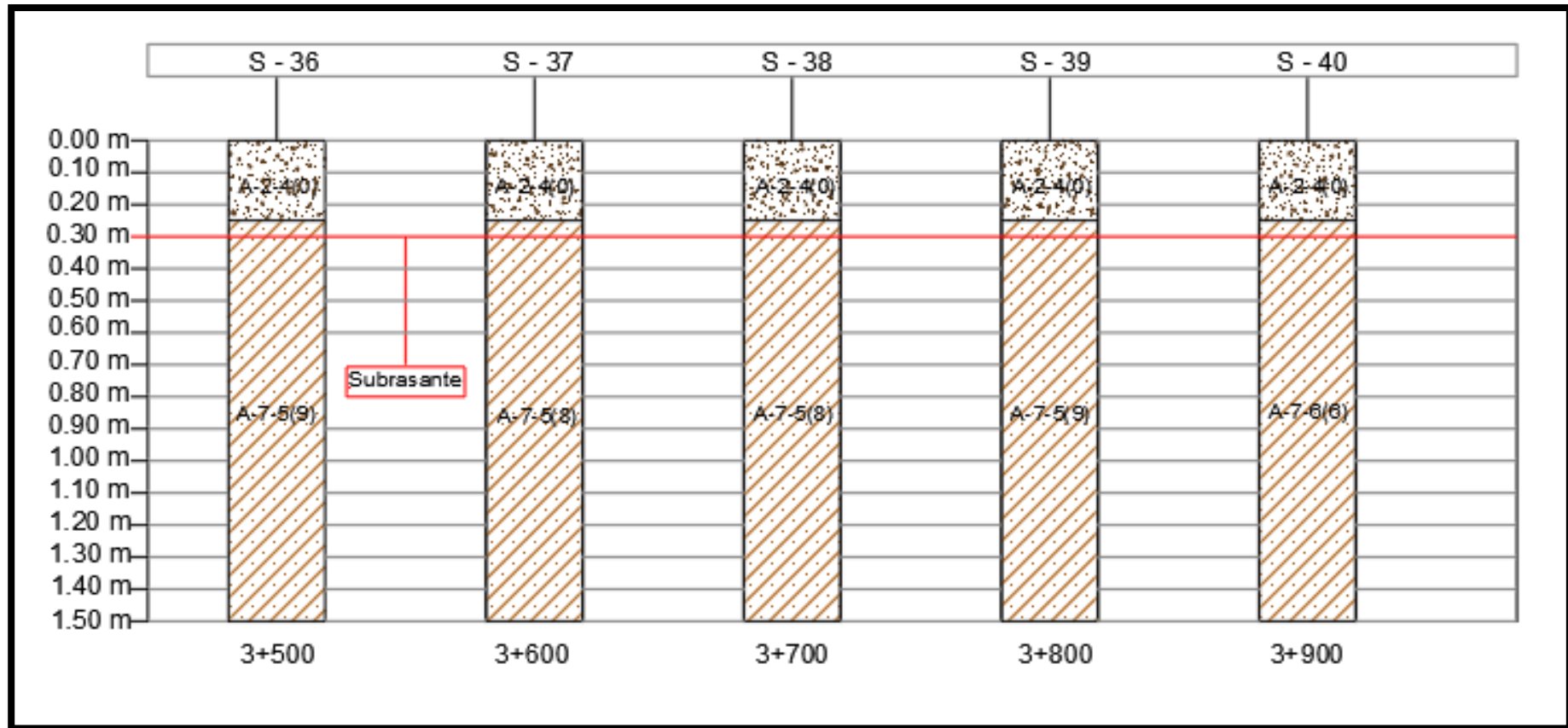
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°54. Perfiles estratigráficos (Est. 3+000 a 3+400).



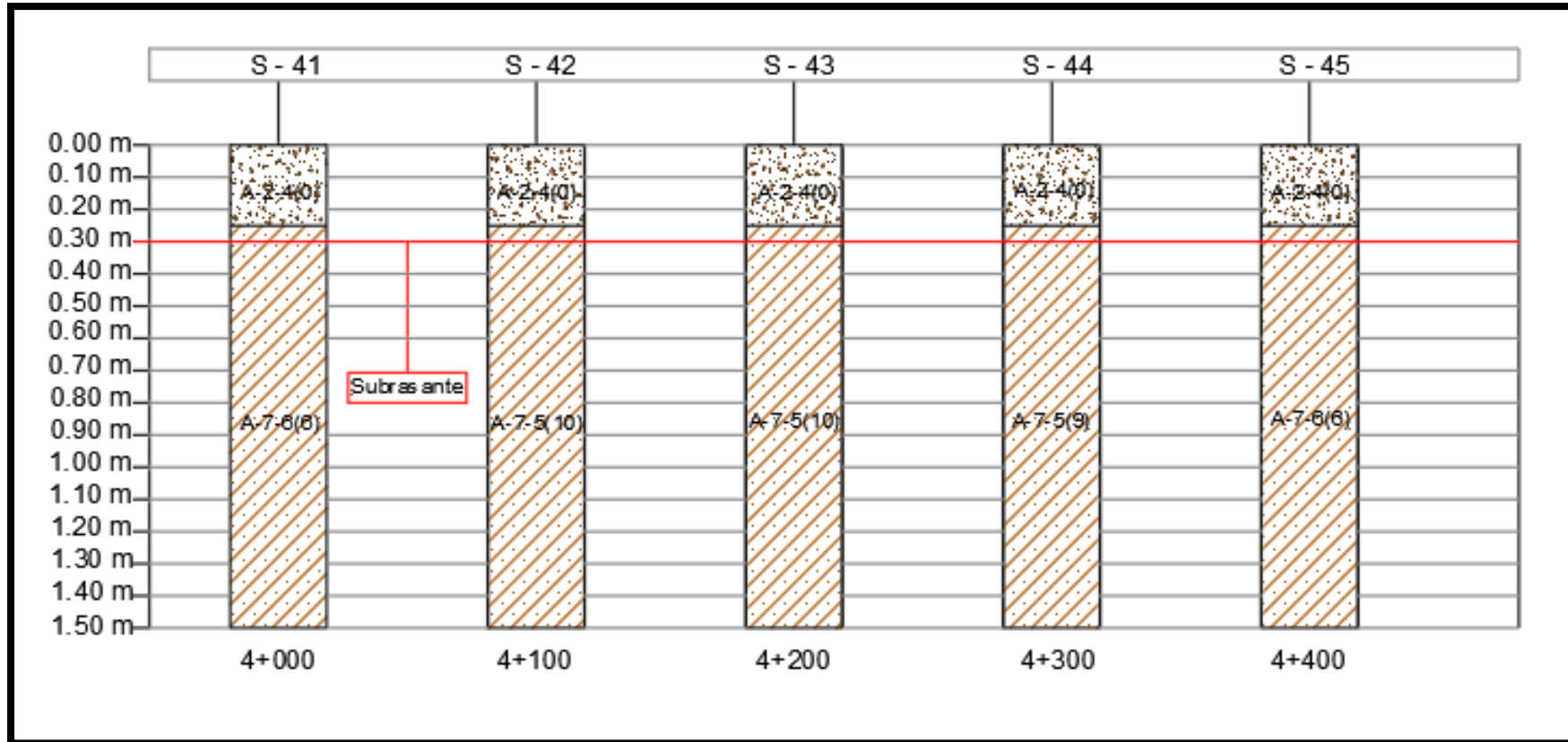
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°65. Perfiles estratigráficos (Est. 3+400 a 3+900).



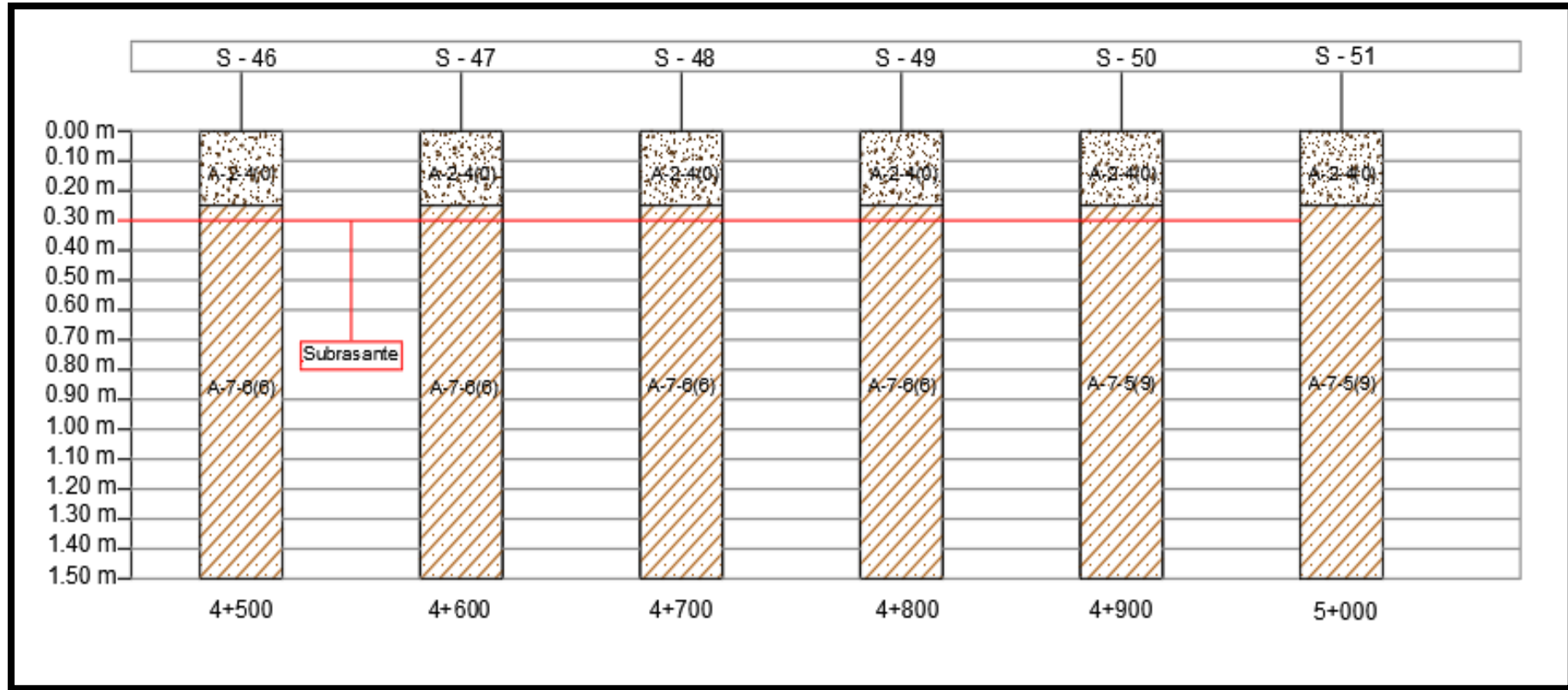
Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°76. Perfiles estratigráficos (Est. 4+000 a 4+400).



Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Gráfico N°87. Perfiles estratigráficos (Est. 4+500 a 5+000).



Fuente: Estudio y Diseño de Carreteras y Obras, EDICRO S.A.

Tabla N°66. Requisitos para Sub-Base de NIC-2000

Propiedad	Especificación	Metodología
Límite Líquido	25% máx.	AASHTO-89
Índice Plástico	6% máx.	AASHTO-90
CBR	40% min.	AASHTO-193
Desgaste de los Ángeles	50% máx.	AASHTO-96
Intemperismo Acelerado	12% máx.	AASHTO-104
Compactación	95% min del peso volumétrico seco máx. Obtenido por medio de la prueba proctor modificado (AASHTO-180)	AASHTO-191 Y/O T-238 (In Situ)

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, calles y puentes, NIC-2000, Pág 530.

Tabla N°67. Requisitos para Base de NIC-2000

Propiedad	Especificación	Metodología
Límite Líquido	25% máx.	AASHTO-89
Índice Plástico	6% máx.	AASHTO-90
CBR	80% min.	AASHTO-193
Desgaste de los Ángeles	50% máx.	AASHTO-96
Intemperismo Acelerado	12% máx.	AASHTO-104
Compactación	95% Proctor Modificado	AASHTO-191

Fuente: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, calles y puentes, NIC-2000, Pág 530.

Imagen N°7. Tipología y Descripción Vehicular de Conteo de Tráfico.

CLASIF. VEHICULAR	TIPOS DE VEHICULOS	ESQUEMA VEHICULAR	DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA VEHICULAR
VEHICULOS DE PASAJEROS	MOTOCICLETAS		Incluye todos los tipos de Motocicleta tales como, Minimotos, Cuadriciclos, Moto Taxis, Etc. Este último fue modificado para que pudiera ser adaptado para el traslado de personas, se encuentran más en zonas Departamentales y Zonas Urbanas. Moviliza a 3 personas incluyendo al conductor.
	AUTOMOVILES		Se consideran todos los tipos de automóviles de cuatro y dos puertas, entre los que podemos mencionar, vehículos cope y station wagon.
	JEEP		Se consideran todos los tipos de vehículos conocidos como 4*4. En diferentes tipos de marcas, tales como TOYOTA, LAND ROVER, JEEP, ETC.
	CAMIONETA		Son todos aquellos tipos de vehículos con tinas en la parte trasera, incluyendo las que transportan pasajeros y aquellas que por su diseño están diseñadas a trabajos de carga.
	MICROBUS		Se consideran todos aquellos microbuses, que su capacidad es menor o igual a 14 pasajeros sentados.
	MINIBUS		Son todos aquellos con una capacidad de 15 a 30 pasajeros sentados.
	BUS		Se consideran todos los tipos de buses, para el transporte de pasajeros con una capacidad mayor de 30 personas sentadas.

VEHICULOS DE CARGA	LIVIANO DE CARGA		Se consideran todos aquellos vehículos, cuyo peso máximo es de 4 toneladas o menores a ellas.
	CAMIÓN DE CARGA C2 - C3		Son todos aquellos camiones tipos C2 (2 Ejes) y C3 (3 Ejes), con un peso mayor de 5 toneladas. También se incluyen las furgonetas de carga liviana.
	CAMIÓN DE CARGA PESADA Tx-Sx<=4		Camiones de Carga Pesada, son vehículos diseñados para el transporte de mercancía liviana y pesada y son del tipo Tx-Sx<=4.
	Tx-Sx>=5		Este tipo de camiones son considerados combinaciones Tractor Camión y semi Remolque, que sea igual o mayor que 5 ejes.
	Cx-Rx<=4		Camión Combinado, son combinaciones camión remolque que sea menor o igual a 4 ejes y están clasificados como Cx-Rx<=4
	Cx-Rx>=5		Son combinaciones iguales que las anteriores pero iguales o mayores cantidades a 5 ejes.
EQUIPO PESADO	VEHICULOS AGRÍCOLAS		Son vehículos provistos con llantas especiales de hule, de gran tamaño. Muchos de estos vehículos poseen arados u otros tipos de equipos, con los cuales realizar las actividades agrícolas. Existen de diferentes tipos (Tractores - Arados - Cosechadoras)
	VEHICULOS DE CONSTRUCCIÓN		Generalmente estos tipos de vehículos se utilizan en la construcción de obras civiles. Pueden ser de diferentes tipos, Motoniveladoras, retroexcavadoras, Recuperador de Caminos/Mezclador, Pavimentadora de Asfalto, Tractor de Cadenas, Cargador de Ruedas y Compactadoras.
OTROS	REMOLQUES Y/O TRAILERS		Se incluye remolques o trailers pequeños halados por cualquier clase de vehículo automotor, también se incluyen los halados por tracción animal (Semovientes).

Tabla N°68. Resumen de Aforo (7 días).

ESTUDIO DE TRAFICO																								
CONTEO/CLASIFICACIÓN VEHICULAR																								
Tramo		Tranqueras-Loma Atravesada					Ubicación:		0+000 y 5+000								Sentido:		Ambos sentidos					
N° Est.		1					Encuestador										Día/Fecha:		Domingo			24/3/2019		
HORA		VEHÍCULOS LIVIANOS					VEHÍCULOS DE PASAJEROS			VEHÍCULOS DE CARGA								EQUIPOS PESADOS			TOTAL VEH/HR	% VEH/ HR		
DE	A	BICI	MOTO	JEEP	CARRO	CMTA	MBUS (30-45 pas)	MBUS (15-30 pas)	BUS	CLIV	C2	C3	C4	TxSx<=4	TxSx<=5	CxRx<=4	CxRx>=5	AGRO	CONST	OTROS				
06:00	07:00	16	203	17	15	84	41	1	12	13	12	6	0	0	0	0	0	0	7	0	427	15.29		
07:00	08:00	27	80	6	5	108	60	5	22	9	12	1	0	0	0	0	0	0	0	0	335	11.99		
08:00	09:00	5	74	4	8	60	31	0	13	12	21	2	0	0	0	0	0	0	2	0	232	8.31		
09:00	10:00	1	110	1	10	45	25	1	13	10	12	2	0	0	4	0	0	0	0	0	234	8.38		
10:00	11:00	15	77	4	9	61	33	1	13	2	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	228	8.16		
11:00	12:00	0	72	22	12	58	30	0	2	8	9	3	0	0	0	0	0	0	1	0	217	7.77		
12:00	13:00	4	68	1	5	55	29	3	15	10	25	2	0	0	1	0	0	0	0	0	218	7.81		
13:00	14:00	13	61	3	5	44	23	3	7	7	20	4	0	0	0	0	0	0	2	0	192	6.87		
14:00	15:00	22	60	1	0	56	27	1	16	16	22	3	0	0	0	0	0	0	0	0	224	8.02		
15:00	16:00	0	55	2	8	66	38	0	15	5	17	2	0	0	2	0	0	0	0	0	210	7.52		
16:00	17:00	2	49	4	4	36	17	0	13	2	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	137	4.91		
17:00	18:00	0	42	3	5	44	21	0	7	7	8	0	0	0	2	0	0	0	0	0	139	4.98		
Total		105	951	68	86	717	375	15	148	101	181	25	0	0	9	0	0	0	12	0	2793	100.00		

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico 2017.

Tabla N° 69. Tráfico Promedio Diario Anual Histórico por Tipo de Vehículo.

N°	CODIGO NIC	EST.	TIPO	NOMBRE DEL TRAMO	Depart.	Año	Motos	Autos	Jeep	Cmta.	McBus <15 pas.	MnBus 15-30 s.	Bus	Liv. 2-5 Ton	C2 5 + Ton	C3	Tx-Sx <= 4e	Tx-Sx >= 5e	Cx-Rx <= 4e	Cx-Rx >= 5e	V.A	V.C	Otros	TPDA
24	NIC-2	200	EMC	Entrada al INCAE - El Crucero	Managua	2017	2104	2765	827	1814	975	87	200	559	256	69		416					17	10,089
						2016	1,669	2,634	841	1,822	919	90	189	484	287	72	1	441					17	9,466
						2015	1332	2301	826	1717	881	94	177	519	278	74		467					19	8,685
						2014	1276	1921	746	1607	756	111	158	464	254	68		402				1	19	7,783
						2013	793	1972	704	1451	627	96	140	415	228	46		405					15	6,892
						2012	747	1839	722	1504	674	85	156	393	262	45		423					12	6,862
						2011	624	1694	716	1441	641	79	153	374	248	40	1	414					10	6,435
						2010	608	1,752	738	1,439	641	93	157	379	219	42	1	332				0	12	6,412
						2009	523	1790	785	1401	635	87	163	376	249	43	1	317					9	6,379
						2008	344	1614	688	1322	617	68	188	345	264	37	20	334					14	5,856
						2007	216	1804	786	1419	552	78	183	352	305	42	1	293					11	6,041
						2006	202	1705	791	1460	528	83	174	321	301	39	1	296					12	5,912
						2005	150	1665	799	1398	549	84	195	307	299	33	8	265					16	5,768
						2004	114	1650	794	1346	559	84	205	262	291	26		181					10	5,523
						2003	111	1589	777	1310	551	86	204	251	278	27		178					11	5,375
						2002	91	1394	679	1258	468	99	220	215	275	24	1	192					6	4,923
						2001	100	1149	660	1230	408	106	200	197	302	37	1	240				2	12	4,644
						2000	111	1110	679	1271	428	107	215	218	295	28	15	194					10	4,681
						1999	109	1130	684	1261	401	115	216	222	315	33	8	172					10	4,674
						1998	119	1233	801	1147	237	94	188	119	283	30	2	135					13	4,201
						1997	91	918	527	951	229	96	166	108	276	35		128					13	3,538
						1996	129	685	685	1274	22	38	154	115	280	24		90				1	3	3,500

Fuente: Anuario de Aforos de Tráfico 2017, MTI, pág 110.

Tabla N° 70. Principales Indicadores Macroeconómicos (PIB Y POB).

Principales indicadores macroeconómicos - Main macroeconomic indicators

Conceptos - Concepts	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
PIB (en millones US\$) - GDP (million of US\$)	4,102.4	4,026.0	4,101.5	4,464.7	4,872.0	6,763.7	7,423.4	8,497.0
Población (miles de habitantes) ^{8/} - Population (thousands) ^{8/}	5,173.9	5,244.7	5,312.7	5,380.5	5,450.4	5,638.0	5,707.9	5,778.8

Principales indicadores macroeconómicos - Main macroeconomic indicators

Conceptos - Concepts	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
PIB (en millones US\$) - GDP (million of US\$)	8,298.7	8,758.6	9,774.3	10,532.5	10,983.0	11,880.4	12,756.7	13,286.0	13,843.7
Población (miles de habitantes) ^{8/} - Population (thousands) ^{8/}	5,850.5	5,923.1	5,996.6	6,071.0	6,134.3	6,198.2	6,262.7	6,327.9	6,393.8

Fuente: Anuario de Estadística Macroeconómicos 2016, Banco Central de Nicaragua.

Tabla N° 71. Tasa de Crecimiento en año 2017.

Principales indicadores macroeconómicos - Main macroeconomic indicators		
Conceptos - Concepts	2017	2018
Actividad económica^{1/} y empleo^{2/} - Economic activity/¹ and employment/²		
PIB a precios constantes (tasas de crecimiento) - Real GDP growth (%)	4.7	(3.8)

Fuente: Anuario de estadística Macroeconómicas 2016, Banco Central de Nicaragua.

Tabla N° 72. Período de diseño.

Tipo de carretera	Período de diseño (años)
Autopista Regional	20-40
Troncales Sub-Urbanas	15-30
Troncales Rurales	10 a 20 años
Colectoras Rurales	

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos SIECA, 2004, Pág 41.

Tabla N°73. Factores de Distribuciones por direcciones.

Número de carriles en ambas direcciones	LD
2	50
4	45
6 o más	40

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimento SIECA, 2004, pág 47.

Tabla N°74. Factor de Distribución por Carril.

Número de carriles en una sola dirección	Fc'
1	1
2	0.80 - 1.00
3	0.60 - 0.80
4	0.50 - 0.75

Fuente: Manual Centramericano para Diseño de Pavimento SIECA, 2004, pág 47.

Tabla N°75. Factores equivalentes de carga.

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes simples, $P_t = 2,0$

Carga p/eje (kips) ⁶	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.009
8	0.03	0.035	0.036	0.033	0.031	0.029
10	0.075	0.085	0.090	0.085	0.079	0.076
12	0.165	0.177	0.189	0.183	0.174	0.168
14	0.325	0.338	0.354	0.350	0.338	0.331
16	0.589	0.598	0.613	0.612	0.603	0.596
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.59
22	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	10.4	10.0	9.2	8.6	8.7	9.2
32	14.0	13.5	12.4	11.5	11.5	12.1
34	18.5	17.9	16.3	15.0	14.9	15.6
36	24.2	23.3	21.2	19.3	19.0	19.9
38	31.1	29.9	27.1	24.6	24.0	25.1
40	39.6	38.0	34.3	30.9	30.0	31.2
42	49.7	47.7	43.0	38.6	37.2	38.5
44	61.8	59.3	53.4	47.6	45.7	47.1
46	76.1	73.0	65.6	58.3	55.7	57.0
48	92.9	89.1	80.0	70.9	67.3	68.6
50	113.	108.	97.	86.	81.	82.

Factores equivalentes de carga para pavimentos flexibles, ejes tándem, $P_t = 2,0$

Carga p/eje (kips)	Número estructural SN					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
6	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
8	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.002
10	0.007	0.008	0.008	0.007	0.006	0.006
12	0.013	0.016	0.016	0.014	0.013	0.012
14	0.024	0.029	0.029	0.026	0.024	0.023
16	0.041	0.048	0.050	0.046	0.042	0.040
18	0.066	0.077	0.081	0.075	0.069	0.066
20	0.103	0.117	0.124	0.117	0.109	0.105
22	0.156	0.171	0.183	0.174	0.164	0.158
24	0.227	0.244	0.260	0.252	0.239	0.231
26	0.322	0.340	0.360	0.353	0.338	0.329
28	0.447	0.465	0.487	0.481	0.466	0.455
30	0.607	0.623	0.646	0.643	0.627	0.617
32	0.810	0.823	0.843	0.842	0.829	0.819
34	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83
50	6.15	5.99	5.64	5.44	5.56	5.77
52	7.37	7.16	6.71	6.43	6.56	6.83
54	8.77	8.51	7.93	7.55	7.69	8.03
56	10.4	10.1	9.3	8.8	9.0	9.4
58	12.2	11.8	10.9	10.3	10.4	10.9
60	14.3	13.8	12.7	11.9	12.0	12.6

Fuente: Manual Centroamericano para Diseño de Pavimentos, SIECA 2002, pág 8.

Tabla N°76. Costo unitario de excavación.

Codigo		Descripción	Unidad	Rendimiento Equipo	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Tipo	#						
Costo de equipo							220
Q		Tractor D6	Hrs	40.000 m3/hr	0.060	2400	144
Q		Excavadora	Hrs	50.000 m3/hr	0.040	1900	76
Costo De Mano de Obra							9.98
0		Operador de excavadora	Hrs	-	0.040	20	0.8
0		Operador de Tractor	Hrs	-	0.040	15	0.6
0		Ayudantes de Maquinas	Hrs	9.042 m3/hr	0.060	28	1.68
0		Perrero	Hrs	10.384 m3/hr	0.220	15	3.3
0		Ayudante de linea	Hrs	45.000 m3/hr	0.200	15	3
0		Viáticos de Operadores	Dia	32.000 m3/dia	0.040	15	0.6
					Material		0
					% De Material		0
					Mano de Obra		9.98
					% de Mano de obra		4.3
					Equipo		220
					% De Equipo		95.7
					Subcontrato		0
					% De Subcontrato		0
					TOTAL		229.98

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Tabla N° 77. Costo unitario de base nivelada.

Codigo		Descripción	Unidad	Rendimiento Equipo	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Tipo	#						
Costo del Material							144.534
M		Material del Banco	M3	0.77 m3/m3	2.6	45	117
M		Agua	M3	0.77 m3/m3	2.6	10.59	27.534
Costo de Equipo							296.06
Q		Camión Cistema	Hrs	66.21 m3/hr	0.04	1259	50.36
Q		Tractor D6en el banco	Hrs	80.00 m3/hr	0.02	2300	46
Q		Motoniveladora	Hrs	65.17 m3/hr	0.04	1410	56.4
Q		Volquetes acarreo de material	Hrs	65.17 m3/hr	0.04	1520	60.8
Q		Cargador Frontal	Hrs	120.91 m3/hr	0.02	1725	34.5
Q		Compactador	Hrs	65.00 m3/hr	0.04	1200	48
Costo De Mano de Obra							19.2
O		Operador de Cistema	Hrs	-	0.04	47.12	1.9
O		Operador de Tractor D6	Hrs	-	0.02	47.12	0.9
O		Operador de cargador Frontal	Hrs	-	0.02	27.5	0.6
O		Operador de camión Volquete	Hrs	-	0.04	27.5	1.1
O		Operador de Motoniveladora	Hrs	-	0.04	57.26	2.3
O		Operador de Compactador	Hrs	-	0.04	33.44	1.3
O		Ayudantes de máquinas	Hrs	9.04 m3/hr	0.22	19.42	4.3
O		Perrero	Hrs	41.54 m3/hr	0.04	19.42	0.8
O		Viáticos de operadores	día	189.66 m3/dia	0.02	300	6
					Material	144.534	
					% De Material	31.44	
					Mano de Obra	19.1544	
					% de Mano de obra	4.166279	
					Equipo	296.06	
					% De Equipo	64.39609	
					Subcontrato	0	
					% De Subcontrato	0	
					TOTAL	459.7	

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Tabla N° 78. Costo unitario acarreo y desalojo de material.

Codigo		Descripción	Unidad	Rendimiento Equipo	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Tipo	#						
Costo de Equipo							72.69
Q		Operador D6 en el banco	Hrs	40.00 M3/Hrs	0.04	2345.00	58.63
Q		Volquetes acarreo de material	Hrs	65.17M3/Hrs	0.03	1350.00	0.21
Q		Cargador Frontal	Hrs	120.91 M3/Hrs	0.02	1675.00	13.85
Costo de Mano deobra							5.168087
O		Operador de tractor D6	Hrs		0.04	35.56	0.89
O		Operadorde de cargador Frontal	Hrs		0.02	29.75	0.246051
O		Operador de Camión volquete	Hrs		0.03	29.50	0.452662
O		Ayudantes de Maquinas	Hrs	9.04 M3/Hrs	0.15	20.71	2.290929
O		Perrero	Hrs	41.54 M3/Hrs	0.03	20.71	0.498556
O		Viaticos de operadores	Día	189.66 M3/día	0.01	150.00	0.790889
					Material		0.00
					% dematerial		0.00%
					Mano de Obra		5.168087
					% demano de obra		6.637757
					Equipo		72.69
					% de Equipo		93.36224
					Subcontrato		0
					% de subcontrato		0
					TOTAL		77.86

Fuente: Elaboración Propia (2019).

Tabla N° 79. Costo unitario para 1m3 de concreto de 3500 psi.

Costo unitario para 1m3 de concreto de 3500 psi						
Codigo		Descripción		Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
Tipo	#					
Costo De Equipo						206.9
Q		Mezcladora de 1 saco	Hrs	0.85	150	127.5
Q		Bomba de succión Hatz	Hrs	0.01	190	1.9
Q		Camión Cisterna	Hrs	0.05	1550	77.5
Costo de Mano de Obra						76.825
O		Operador de Mezcladora	Hrs	0.85	15.75	13.3875
O		Operador de Bomba	Hrs	0.01	15.75	0.1575
O		Ayudante	Hrs	1.7	13	22.1
O		Colar Arena	Hrs	0.49	13	6.37
O		Acarreo de Cemento	Bls	9	0.65	5.85
O		Acarreo de Arena	Hrs	0.58	16	9.28
O		Acarreo de Grava	Hrs	1.23	16	19.68
Costo De Material						3650.1
M		Cemento	Bls	9	320	2880
M		Arena	m3	0.58	450	261
M		Grava de 3/4	m3	0.77	650	500.5
M		Herramienta Cubo	glb	0.02	300	6
M		Agua	m3	0.325	8	2.6
				Material		3650.1
				% de Material		92.78755
				Mano de obra		76.825
				% de mano de obra		1.952934
				Equipo		206.9
				% De equipo		5.259512
				Subcontrato		0
				% de subcontrato		0
				TOTAL		3933.825

Fuente: Elaboración Propia (2019).